

Kraftverlauf im Spannglied bei veränderlicher Reibungszahl

Von Dr. Ludwig Mühe, Frankfurt a. M.

DK 693.564:539:62 Vorspannung: Reibung

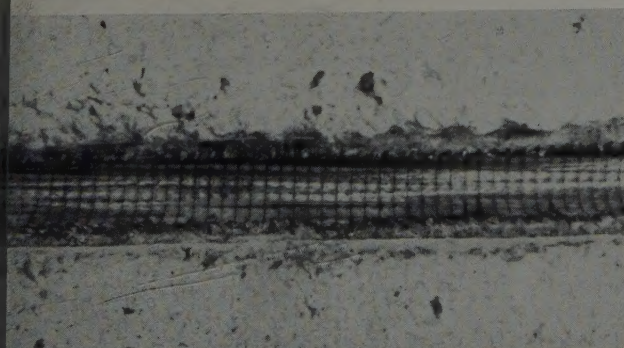
Reibung

Spannbeton mit nachträglichem Verbund gleiten beim Anspannen die Spannglieder auf den Gleitkanalwandungen, wodurch Reibkräfte entstehen. Durch diese sogenannte Spanngliedreibung wird der Kraftverlauf im Spannglied erheblich beeinflusst. Bisher hat man durchweg unter Annahme einer konstanten Reibungszahl μ auf dem Coulombschen Reibungsgesetz aufgebauten Theorie der Reibung berechnet. Zahlreiche Messungen ergaben jedoch, daß der tatsächliche Spannkraftverlauf damit nur schlecht übereinstimmt [1]. Man hat u. a. vermutet, daß die Größe der über eine bestimmte Spanngliedlänge konstanten Reibungszahl für verschiedene Krümmungsradien des Spanngliedverlaufs verschieden groß anzunehmen ist, bzw. daß eine Abhängigkeit von den Gleitwegen der einzelnen Spanngliedelemente besteht [2].

Die vorliegende Arbeit¹⁾ unternimmt den Versuch, die Theorie der Spanngliedreibung, gestützt auf unser heutiges physikalisches Wissen über die Reibungserscheinungen [3], weiter auszubauen und dadurch die bisherigen Versuchsergebnisse in Übereinstimmung zu bringen.

Umlenkreibung und Klemmreibung

Bei gekrümmten Spanngliedern hervorgerufenen Umlenkkraften an den Gleitkanalwandungen mittlere Flächenpressungen von ca. 50 kg/cm². Da aber vielfach das Spannglied den Gleitkanal nur punktförmig berührt, können die örtlichen Flächenpressungen sehr hoch werden. Das Spannglied und der Gleitkanal besitzen im allgemeinen keine vollkommen glatten Oberflächen (Walzhaut, Profilierung). Die Rauigkeiten der harten Spannglieder reißen bei Längsbewegung die Oberfläche der weichen Gleitkanalwand auf und erzeugen so deutliche Kratzspuren (siehe Abb. 1). Ihre Tiefe hängt maßgeblich von dem jeweiligen örtlichen Druck ab, der in gewissen Fällen auch zu einer Änderung der Reibung eines Spannstahlbündels führen kann. Ob sich dies aber letzten Endes als ein Aufrauen oder Glätten der Gleitflächen auswirkt, ist von Fall zu Fall verschieden.



Kratzspuren eines Spannstahlbündels in einem später aufgeschnittenen Metallschlauch

Die durch die Umlenkkraften verursachte Spanngliedreibung sei mit „Umlenkreibung“ bezeichnet. Ihre Größe hängt auch — wie schon oben angedeutet — von den Gleitwegen der einzelnen Spanngliedelemente ab. Denn je länger der Gleitweg unter hohem Anpreßdruck ist, um so mehr glättet sich u. U. die Gleitfläche und um so kleiner wird die Umlenkreibungszahl.

Im Spannglied entstehen außerdem noch Reibungskräfte, die durch die ungewollten Gleitkanalkrümmungen verursacht werden.

¹⁾ Diese Untersuchungen wurden vom Verfasser in der Arbeitsgruppe um Prof. Dr.-Ing. A. K. durchgeführt.

Wegen der ungenauen Längsausrichtung der Gleitkanäle und ihrer vielfach vorhandenen Enge berühren die unter der Wirkung der Anspannkraft genau ausgerichteten und womöglich gering verformten Spannglieder auch die Seitenflächen der Gleitkanäle und klemmen. Die dabei entstehende sogenannte „Klemmreibung“ wird um so größer, je mehr die Spannkraft zunimmt, da dann die Ungenauigkeiten der Gleitkanalausrichtung im Verhältnis zum sich unter der Wirkung der Spannkraft immer genauer ausrichtenden Spannglied stärker in Erscheinung treten. Die Klemmreibung kann überall im Spannglied auftreten. Sie ist unabhängig von der jeweiligen Krümmung des Spanngliedverlaufs und wird der Einfachheit halber als über die gesamte Spanngliedlänge gleichbleibend vorhanden angenommen.

Zusammenfassend ergibt sich also, daß die gesamte Spanngliedreibung aus Umlenkreibung und Klemmreibung besteht. Diese beiden Komponenten sollen theoretisch klar unterschieden werden, obwohl dies in Wirklichkeit nicht immer zuzutreffen braucht. Denn ein zum Verkleben neigendes Spannglied wird dies ganz besonders an den Umlenkstellen zeigen. Dies sei aber theoretisch unter dem Begriff Umlenkreibung miteingefasst, da seine Ursache in der Umlenkung zu suchen ist. Dagegen betrachtet die Klemmreibung nur die durch die Gleitkanalenge und -ausrichtung, also durch die ungewollten kleinen Umlenkungen, am geraden Spannglied entstehenden Reibungskräfte.

Zur Klärung der Spanngliedreibung sind besonders folgende leicht meßbaren Größen geeignet:

- a) der Spannweg, d. h. die Verschiebung des Spanngliedes an der Spannstelle relativ zur fest mit dem Bauwerk verbundenen Spanngliedverankerung,
- b) die Spannkraft, d. h. die von der Spannvorrichtung tatsächlich an das Spannglied abgegebene Kraft (Spindelkraft).

Beide Größen lassen sich unter Beachtung der auftretenden Besonderheiten genau messen. Zweckmäßig wäre es allerdings, die eine Größe in Abhängigkeit von der anderen zu messen, was mit einem sogenannten Spannweg-Spannkraft-Schreiber möglich ist. Eine solche gekoppelte Überwachung von Spannkraft und Spannweg scheint sehr vorteilhaft zu sein.

3. Annahme einer veränderlichen Umlenkreibungszahl

Die Annahme einer konstanten Reibungszahl ist physikalisch nicht korrekt [3]. Daher und wegen obiger Begriffsbestimmung der Umlenkreibung darf man also die Umlenkreibungszahl μ als Funktion der mittleren Flächenpressung p_m zwischen Spannglied und Gleitkanal auffassen:

$$\mu = f(p_m).$$

Es soll nun eine Näherungsfunktion für die monotone Funktion $f(p_m)$ gefunden werden, die im Bereich der bei Spanngliedern auftretenden mittleren Flächenpressungen p_m eine möglichst gute Annäherung darstellt. Genau genommen interessieren für die Umlenkreibung alle Werte p_m zwischen 0 kg/cm² und 50 kg/cm². Doch können die ganz kleinen Werte von p_m ausgesondert werden, wenn man darauf verzichtet, den Beginn des Anspannvorganges rechnerisch genau zu verfolgen. Dieses Zugeständnis kommt der Einfachheit der gesuchten Näherungsfunktion für $f(p_m)$ zugute. Denn der Kraftverlauf im endgültig angespannten Spannglied wird nur bestimmt durch die dann gleichzeitig vorhandenen kleinsten und größten Flächenpressungen p_m . In diesem praktisch vorkommenden und wichtigen Bereich von p_m sei also für die veränderliche Umlenkreibungszahl μ die Funktion

$$\mu = f(p_m) \approx \mu_0 (1 + a \cdot p_m^s) \quad (1)$$

angesetzt. Je nach Wahl der Konstanten a und s nimmt diese Funktion den in Bild 2 angegebenen Verlauf.

In vielen praktischen Fällen wird die erstrebte Genauigkeit durchaus erreicht, wenn man $s = 1$ setzt. Da aber die Berücksichtigung von $s \neq 1$ nicht schwer ist, kann man die Annäherung noch nach Belieben verbessern. Freilich ist dem eine andere Grenze dadurch gesetzt, daß

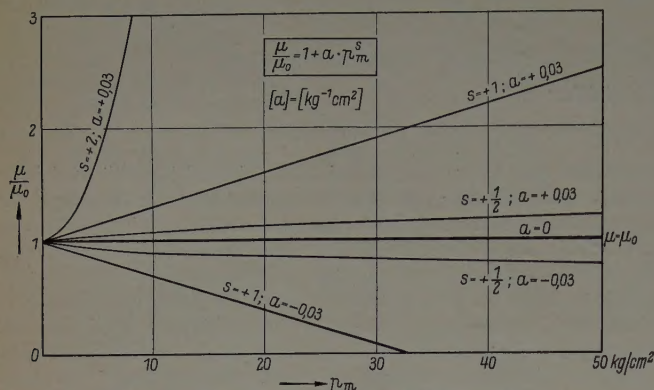


Bild 2. Näherungsfunktion für die Umlenkreibungszahl

alle Rechnungsgrößen nur Mittelwerte sind, die durch die unvermeidbaren Mängel technischer Vorrichtungen bedingt werden. Doch haben die bisherigen Messungen ergeben, daß es notwendig ist, bei der Spanngliedreibung mit veränderlicher Umlenkreibungszahl zu rechnen — wie in Abschnitt 7 noch begründet werden soll. Wie groß bei den verschiedenen Spannbetonverfahren der Einfluß dieser Veränderlichkeit ist, werden erst zukünftige Messungen zeigen können.

Da der Einfluß der Klemmreibung auf den Spannkraftverlauf im allgemeinen von sehr kleiner Größenordnung ist, sei auf eine Berücksichtigung der Veränderlichkeit der streng genommen auch veränderlichen Klemmreibungszahl verzichtet.

Der mehr untergeordnete Einfluß der Gleitweglänge auf die veränderliche Umlenkreibungszahl kann leicht näherungsweise berücksichtigt werden. Die Größe der Gleitwege der einzelnen Spanngliedelemente ist in erster Näherung der jeweilig wirksamen Spanngliedlänge, gerechnet vom beim Spannen unbeweglich bleibenden Punkt des Spanngliedes bis zum betrachteten Punkt, proportional. Setzt man daher für die Konstante a in Gleichung (1) eine solche Veränderlichkeit an, so wird der Einfluß der Gleitweglänge genügend genau erfaßt. Da dies aber bei den weiteren Entwicklungen leicht berücksichtigt werden kann, sei auf diese formelmäßige Belastung verzichtet.

4. Allgemeiner Ansatz für die Spanngliedreibung

Bedeutet k_n die Normalkomponente der Umlenkraft und b die Berührungsbreite zwischen gekrümmtem Spannglied und Gleitkanalwand, so ergibt sich der Wert für die mittlere Flächenpressung p_m zu

$$p_m = \frac{k_n}{b} \quad (2)$$

Einsetzen in Gleichung (1) liefert

$$\mu = \mu_0 \left(1 + a \frac{k_n^s}{b^s} \right)$$

und mit der Abkürzung

$$\eta = \frac{a}{b^s} \quad (3)$$

folgt

$$\mu = \mu_0 (1 + \eta k_n^s) \quad (4)$$

Die drei Konstanten a , b und s müssen für jeden Spanngliedtyp durch Messungen bestimmt werden. Im Fall $s = 1$ ist dies besonders einfach, weil dann die Ermittlung der einen Konstanten η vollauf genügt, wie Gleichung (3) zeigt. Eine rein rechnerische Bestimmung von b führt im allgemeinen nicht zu zuverlässigen Werten, da die Spanngliedreibung von der tatsächlichen Berührungsfläche zwischen Spannglied und Gleitkanal abhängt.

Zur Aufstellung des allgemeinen Ansatzes für die Spanngliedreibung fehlt nun noch die Berücksichtigung der in Abschnitt 2 erwähnten Klemmreibung. Wie dort ausgeführt, ist die von der Klemmreibung hervorgerufene Tangentialkomponente der Spannglied-Umlenkraft proportional zur Spannkraft $S(x)$ an dieser Stelle des Spanngliedes.

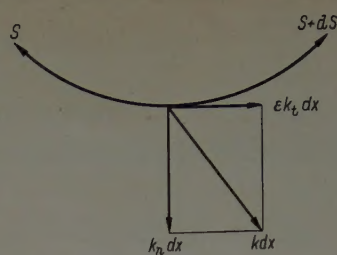


Bild 3. Normal- und Tangentialkomponente der Umlenkraft k am Spanngliedelement dx

Der Proportionalitätsfaktor mit ν bezeichnet und „Klemmreibungszahl“ genannt.

Nun ergibt sich also die der gesamten Spanngliedreibung hervorgerufene Tangentialkomponente — εk_t der Umlenkraft k nach Bild 3 und stehendem zu

$$-\varepsilon k_t = \mu k_n + \nu S(x)$$

Durch Einsetzen des Wertes μ aus Gleichung (4) folgt

$$-\varepsilon k_t = \mu_0 (1 + \eta k_n^s) k_n + \nu S(x)$$

oder

$$-\varepsilon k_t = \mu_0 k_n + \nu S(x) + \eta \mu_0 k_n^{s+1}$$

Dabei hat ε folgende Eigenschaften:

$$\varepsilon = \frac{1}{\varepsilon} = \begin{cases} +1 & \text{für Anspannen} \\ -1 & \text{für Nachlassen} \end{cases} \quad \text{des Spanngliedes,}$$

da die Reibungskräfte immer entgegen der Bewegung des Spanngliedelementes wirken.

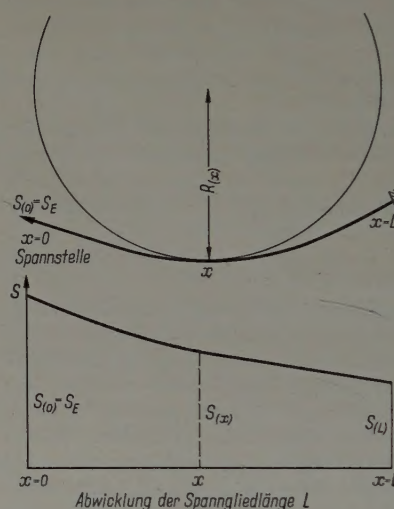


Bild 4. Spanngliedverlauf und Verlauf der Spannkraft

5. Aufstellung und Lösung der Differentialgleichung

Bezeichnet x die Bogenlänge des einseitig gespannten Spanngliedes, gerechnet von der Spannstelle aus, und S als Funktion von x die Größe der Spannkraft an der Stelle x des Spanngliedes, $r(x) = 1/R(x) \geq 0$ die Krümmung des Spanngliedverlaufs an der Stelle x , so ergibt sich für die Komponenten der Umlenkraft k nach Bild 3 und wie allgemein bekannt:

$$-\varepsilon k_t = \frac{dS(x)}{dx} = S'(x),$$

$$k_n = \frac{S(x)}{R(x)} = S(x) \cdot r(x).$$

Einsetzen von Gleichung (8) in Gleichung (6) liefert nach geeigneter Umformung für die Spannkraft S an der Stelle x des Spanngliedes die Differentialgleichung des Problems:

$$S'(x) + A(x) S(x) + B(x) S(x)^{s+1} = 0$$

mit

$$A(x) = \varepsilon (\nu + \mu_0 r(x)),$$

$$B(x) = \varepsilon \eta \mu_0 r(x)^{s+1}.$$

Dies ist eine Bernoullische Differentialgleichung für die Spannkraft $S(x)$, die mit dem Multiplikator $S^{-(s+1)}$ und dem Ansatz

$$Z(x) = \frac{1}{S^s(x)}$$

in eine inhomogene lineare Differentialgleichung erster Ordnung für $Z(x)$ übergeht:

$$Z'(x) - s A(x) Z(x) = s B(x).$$

Als allgemeines Integral der Differentialgleichung (13) erhält man unter Verwendung von Gleichung (12)

$$Z(x) = \frac{1}{S^s(x)} = e^{\int_0^x A(x) dx} \left(\frac{1}{C} + \int_0^x B(x) e^{-\int_0^x A(x) dx} dx \right)$$

mit der Integrationskonstanten $C \neq 0$, die noch durch eine Anfangsbedingung bestimmt werden muß. Durch Ausrechnung und U

folgt schließlich das allgemeine Integral der Differential-
gung (9)

$$S(x) = e^{-\int_0^x A(x) dx} \left(\frac{1}{C} + s \int_0^x B(x) e^{-s \int_0^x A(x) dx} dx \right)^{-\frac{1}{s}} \quad (14)$$

nimmt sich aus der Anfangsbedingung

$$\begin{aligned} S(0) &= S_E \\ C &= S_E^s. \end{aligned} \quad (15)$$

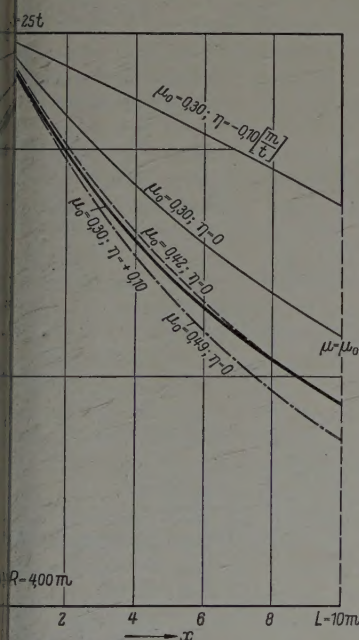
zen dieses Wertes in Gleichung (14) liefert nach Umformung

$$S(x) = S_E e^{-\int_0^x A(x) dx} \left(1 + s S_E^s \int_0^x B(x) e^{-s \int_0^x A(x) dx} dx \right)^{-\frac{1}{s}}, \quad (16)$$

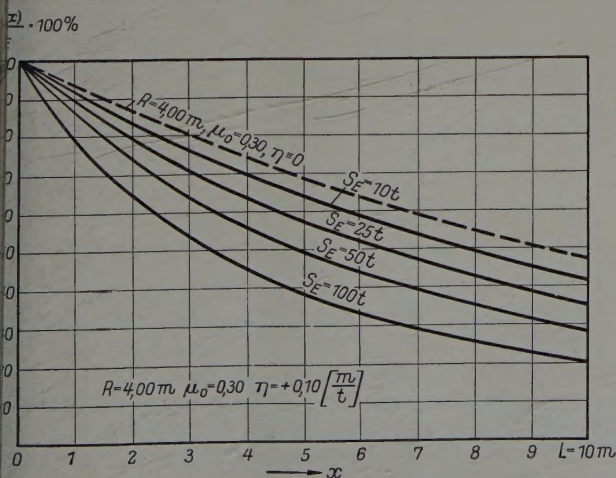
as sich endgültig unter Benutzung von Gleichung (10) und (11)
net:

$$S(x) = \frac{S_E e^{-\left(\nu x + \mu_0 \int_0^x r(x) dx \right)}}{\sqrt[1 + \varepsilon s \eta \mu_0 S_E^s \int_0^x r(x)^s dx]{1 + \varepsilon s \eta \mu_0 S_E^s \int_0^x r(x)^s dx}} \cdot (17)$$

gung (17) gibt den allgemeinen Spannkraftverlauf in einem
glied an, wenn die Umlenkreibungszahl μ als veränderlich ange-
und die Klemmreibungszahl ν berücksichtigt wird. Für $\varepsilon = +1$
Gleichung (17) den Anspannvorgang und für $\varepsilon = -1$ den
Nachlaßvorgang (vgl. Gleichung (7)).



Spannkraftverlauf bei konstanter und veränderlicher Umlenkreibungszahl (Anspannen in $\varepsilon = 0$)



Prozentualer Spannkraftabfall als Funktion der Spannkraft S_E beim Spannen eines Gliedes mit 100 t Spannkraft

Für $\eta = 0$ erhält man den Kraftverlauf für die konstante Umlenkreibungszahl $\mu = \mu_0$. Der Nenner von Gleichung (17) drückt also den Einfluß veränderlicher Umlenkreibungszahl aus (siehe Bild 5).

Aus Gleichung (17) folgt als wichtigstes Ergebnis, daß der Spannkraftverlauf von der absoluten Größe der Spannkraft S_E abhängt (vgl. Bild 6). Division von Gleichung (17) durch S_E zeigt deutlich den Unterschied zum Kraftverlauf bei konstanter Umlenkreibungszahl. Dieser Umstand ist von besonderer Bedeutung für die rechnerische Verfolgung des Anspann- und Nachlaßvorganges.

Soll die Abhängigkeit der Umlenkreibungszahl

von der Gleitweglänge der einzelnen Spanngliedelemente — wie in Abschnitt 3 ausgeführt — näherungsweise berücksichtigt werden, so ist für η die von x abhängige Funktion:

$$\eta(x) = \eta_0 [1 + \eta_1 (L - x)]$$

anzusetzen. Zur Erfassung dieses Einflusses müssen also statt der einen Konstanten η nun zwei ermittelt werden, nämlich η_0 und η_1 . Das wirkt sich auf die Funktion $B(x)$ (siehe Gleichung (11)) aus und muß bei der Integration in Gleichung (16) beachtet werden. In Gleichung (17) steht $\eta(x)$ dann unter dem Integralzeichen. Der Einfachheit halber aber sei in der Folge η nur als Konstante berücksichtigt.

6. Sonderfälle: gerader und kreisförmiger Spanngliedverlauf

Als einfachster Sonderfall ergibt sich aus Gleichung (17) der Spannkraftverlauf für ein gerades Spannglied durch Einsetzen von

$$r(x) = 0 \quad \text{und} \quad \mu = 0$$

zu

$$S(x) = S_E e^{-\varepsilon \nu \cdot x}. \quad (18)$$

Daraus folgt:

$$\text{beim Anspannen } (\varepsilon = +1): S(x) = S_E e^{-\nu x} \quad (18a)$$

$$\text{beim Nachlassen } (\varepsilon = -1): S(x) = S_E e^{+\nu x} \quad (18b)$$

Der Einfluß der Klemmreibung ist erst bei langen Spanngliedern nennenswert, da ν im allgemeinen in der Größenordnung von 10^{-3} bis 10^{-4} je lfdm. Spannglied liegt [5].

Der für die praktische Anwendung wichtigste Sonderfall ergibt sich beim kreisförmig verlaufenden Spannglied. Mit

$$r(x) = \frac{1}{R} = \text{const.}$$

führt Gleichung (17) unter Verwertung des Integrals

$$\int_0^x \frac{1}{R^{s+1}} e^{-\varepsilon s \left(\nu + \frac{\mu_0}{R} \right) x} dx = \frac{1 - e^{-\varepsilon s \left(\nu + \frac{\mu_0}{R} \right) x}}{R^{s+1} \varepsilon s \left(\nu + \frac{\mu_0}{R} \right)}$$

zu

$$S(x) = \frac{S_E e^{-\varepsilon \left(\nu + \frac{\mu_0}{R} \right) x}}{\sqrt[1 + \eta \frac{1}{1 + \frac{\nu}{\mu_0} R} \left(\frac{S_E}{R} \right)^s \left(1 - e^{-\varepsilon \left(\nu + \frac{\mu_0}{R} \right) x} \right)]}, \quad (19)$$

woraus mit $\nu = 0$ und $s = 1$ folgt:

$$\text{beim Anspannen } (\varepsilon = +1) \quad S(x)^A = \frac{S_E e^{-\mu_0 \frac{x}{R}}}{1 + \eta \frac{S_E}{R} \left(1 - e^{-\mu_0 \frac{x}{R}} \right)}, \quad (20)$$

$$\text{beim Nachlassen } (\varepsilon = -1) \quad S(x)^N = \frac{S_E e^{+\mu_0 \frac{x}{R}}}{1 - \eta \frac{S_E}{R} \left(e^{+\mu_0 \frac{x}{R}} - 1 \right)}. \quad (21)$$

Aus Gleichung (19) oder besser noch aus den Gleichungen (20) und (21) erkennt man, daß der Kraftverlauf im kreisförmig geführten Spannglied u. a. von der Größe des jeweiligen Krümmungshalbmessers R abhängt. Damit fand die in der Einleitung angeführte Vermutung ihre Bestätigung.

7. Anspann- und Nachlaßvorgang bei kreisförmigem Spanngliedverlauf

Es sei wiederum der Spannkraftverlauf für $s = 1$ betrachtet, allerdings nun unter Berücksichtigung der Klemmreibung. Aus Gleichung (19) folgt dafür

$$S(x) = \frac{S_E e^{-\varepsilon \left(\nu + \frac{\mu_0}{R} \right) x}}{1 + \eta \frac{1}{1 + \frac{\nu}{\mu_0} R} \frac{S_E}{R} \left(1 - e^{-\varepsilon \left(\nu + \frac{\mu_0}{R} \right) x} \right)}. \quad (22)$$

Für den (elastischen) Spannweg Δl ohne Berücksichtigung der Betonzusammendrückung gilt nun, wenn EF = Elastizitätsmodul $\times$ Querschnittsfläche des Spannstahls ist,

$$EF \cdot \Delta l \Big|_0^x = \int_0^x S(x) dx. \quad (23)$$

wegverlust ohne Berücksichtigung der Betonzusammendrückung sei mit Δl bezeichnet. Der EF -fache Nachlaßweg $\Delta l|_0^*$ ist der in Bild 9 schraffierte Fläche, die sich als die Differenz $EF \cdot \Delta l|_0^* = EF \cdot \Delta l|_0^* - EF \cdot \Delta l|_0^*$ (31)

Unter Benutzung von Gleichung (25) und unter Beachtung der Werte für ε folgt daraus

$$\Delta l|_0^* = \frac{R^2}{\eta \mu_0} \ln \left[\left(1 + \eta \frac{1}{1 + \frac{\nu}{\mu_0} R} \frac{S_E}{R} \left(1 - e^{-\left(\nu + \frac{\mu_0}{R} \right) x^*} \right) \right) \times \right. \\ \left. \times \left(1 - \eta \frac{1}{1 + \frac{\nu}{\mu_0} R} \frac{S_E^*}{R} \left(e^{\left(\nu + \frac{\mu_0}{R} \right) x^*} - 1 \right) \right) \right] \quad (32)$$

oder nach Gleichung (30)

$$e^{\left(\nu + \frac{\mu_0}{R} \right) x^*} = \sqrt[2]{\frac{\frac{1}{S_E^*} + \frac{\eta}{R} \frac{1}{1 + \frac{\nu}{\mu_0} R}}{\frac{1}{S_E} + \frac{\eta}{R} \frac{1}{1 + \frac{\nu}{\mu_0} R}}}$$

der Nachlaßweg Δl damit aus Gleichung (32), was aber recht etwas umständlich ist. Vielmehr noch gilt dies für die umgekehrte, aber praktisch bedeutsame Aufgabe: aus gegebenem Δl und bekanntem S_E soll die Ordinate x^* und die Kraft S_E^* ermittelt werden — wie noch angedeutet sei, da der beim Verankern zwangsweise auftretende Nachlaßweg Δl , der sogenannte „Umsetzweg“, berücksichtigt werden muß. Nomogramme erleichtern derartige Berechnungen sehr.

Der Nachlaßvorgang kann durch das Δl - S_E -Diagramm überprüft werden. Eine Auswertung künftiger Versuche wird erst zeigen, inwieweit der Ansatz verschiedener Umlenkreibungszahlen für Anspannen und Nachlassen nötig ist (vgl. Bühner [1], S. 54).

Numerisches Verfahren für beliebigen Spanngliedverlauf

Seien kurz einige Richtlinien angegeben, die bei der numerischen Berechnung eines Spannkraftverlaufs beachtet werden müssen:

Die Koordinate x als Bogenlänge des Spanngliedes soll so gewählt werden, daß die Spannstelle $x = 0$ entspricht und derjenige Punkt des Spanngliedes, welcher beim betrachteten Spannvorgang unverrückbar fest bleibt, der sog. „Endpunkt“, $x = L$ zugeordnet wird. — Es kann also vorkommen, daß z. B. bei einem zweiseitig gespannten Spannglied, wenn an den beiden Enden nacheinander gespannt wird, die Koordinaten x für jeden Teilvorgang einzeln eingeführt werden müssen.

Für praktische Berechnungen braucht keineswegs auf die exakte Gleichung (17) zurückgegriffen zu werden. Man nähert den gegebenen Spanngliedverlauf durch zusammengesetzte Kreisbogenstücke und Gerade an. Dann reichen die in den Abschnitten 6 und 7 angegebenen Formeln aus.

Beim Übergang von einem Stück zum anderen des angenäherten

Spanngliedverlaufs muß immer die Anfangsbedingung berücksichtigt werden [vgl. Gleichung (15)].

4. Der Spanngliedverlauf Δl wird durch numerische Integration des berechneten Spannkraftverlaufs erhalten.

5. Wird der Spannkraftverlauf für verschiedene Zwischenwerte der Spindelkraft S_E berechnet und jedesmal der zugehörige Spanngliedverlauf Δl ermittelt, so ergibt sich das Spannglied-Spindelkraft-Diagramm (Δl - S_E -Diagramm), mit dem der Anspannvorgang wirkungsvoll überwacht werden kann.

Zum Abschluß sei noch hervorgehoben, daß mit der hier wieder gegebenen Theorie der Spanngliedreibung grundsätzlich eine Erfassung der beobachteten Reibungserscheinungen möglich erscheint. Es sei vorgeschlagen, bei künftigen Versuchen dem Anspannvorgang (Spannglied-Spindelkraft-Diagramm) größere Aufmerksamkeit zu schenken und durch Messungen zu klären, ob der Ansatz $s = 1$ für die in der Praxis auftretenden Fälle ausreicht.

9. Zusammenfassung

Aus der Betrachtung der Reibungserscheinungen bei Spanngliedern für Spannbeton mit nachträglichem Verbund folgt, daß man sich die Spanngliedreibung aus Umlenk- und Klemmreibung zusammengesetzt denken kann. Maßgebend für die Umlenkreibung sind die Umlenkkräfte des gekrümmten Spanngliedes. Die Klemmreibung dagegen betrachtet nur die durch die Gleitkanalenge und -ausrichtung am geraden Spannglied entstehenden Reibungskräfte. Aus physikalischen Grundlagen folgt, daß die Annahme einer konstanten Reibungszahl nicht korrekt ist. Deshalb wird ein allgemeiner Ansatz für die Spanngliedreibung unter Berücksichtigung einer längs des Spanngliedes veränderlichen Umlenkreibungszahl gemacht, die in erster Linie von der Flächenpressung zwischen Spannglied und Gleitkanal abhängt. Das führt zu einer Differentialgleichung, deren Lösung [Gl. (17)] den Kraftverlauf im Spannglied bei veränderlicher Reibungszahl angibt. Dieser ist abhängig von der absoluten Größe der vorhandenen Spannkraft und der auftretenden Umlenkkraft. Dann werden als Sonderfälle das gerade und kreisförmige Spannglied betrachtet und schließlich der Anspann- und Nachlaßvorgang bei kreisförmigem Spanngliedverlauf. Hierbei zeigt sich die grundlegende Bedeutung des sogenannten Spannprotokolls (Spannglied-Spannkraft-Diagramm), weil es grundsätzliche Schlußfolgerungen über die Natur der Spanngliedreibung erlaubt und Möglichkeiten zur wirksamen Überwachung des Spannvorgangs eröffnet. Abschließend wird auf ein allgemein anwendbares Berechnungsverfahren und auf Gesichtspunkte für die weitere Versuchsbearbeitung hingewiesen.

Schrifttum:

- [1] Lütze, Tagung des Deutschen Beton-Vereins 1951, S. 275, Bühner, Eisenbahnbrücken aus Spannbeton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 112, Berlin 1953, S. 53 ff. und Wittfoht, Das Spanungsverfahren PZ, Die Bautechnik 31 (1954), S. 348 ff.
- [2] Bühner, Probleme der Spannbetonbauweise, Eisenbahn-Technische-Rundschau 1954, Sonderheft 4, S. 103 ff.
- [3] vom Ende, Reibung und Rollwiderstand. In Landolt-Börnstein, Zahlenwerte und Funktionen. Vierte Band: Technik, 1. Teil, Berlin/Göttingen/Heidelberg 1955, Springer-Verlag, S. 563 ff. — Eine zusammenfassende Darstellung der physikalischen Grundlagen der Spanngliedreibung beabsichtigt der Verfasser demnächst zu veröffentlichen.
- [4] E. H. Cooley, Friction in Post-tensioned Prestressing Systems, Research Report I, Cement and Concrete Association, Oktober 1953, und Estimation of Friction in Prestressed Concrete, Cement and Concrete Association, London, wo auch Zahlenwerte für verschiedene Spannbetonverfahren angegeben werden.
- [5] Leonhardt, Spannbeton für die Praxis, Berlin 1955, Wilh. Ernst & Sohn, S. 185.

Betonieren einer Spannbetonbrücke im Winter

Von Dipl.-Ing. Josef Eisenmann, München

DK 624.21.012.46:693.03,324“ Spannbetonbrücke: Bauen im Winter

Allgemeines

Im Rahmen der Umstellung der Eisenbahnstrecke Wels-Passau auf elektrischen Betrieb waren im letzten Jahre auf deutschem Gebiet im Raum von Passau zwei bestehende Kreuzungsbauwerke zu erstellen, darunter eine Straßenüberführung von 21 m Stützweite mit einem Kreuzungswinkel von 37°. Die zur Verfügung stehende geringe Bauhöhe von 90 cm gab den Ausschlag für die Bildung des Überbaus als eine in beiden Richtungen voll vorstehende Platte.

In Rücksicht auf den Verkehr in der Stadt Passau mußten die beiden Bauwerke nacheinander gebaut werden. Da aber andererseits die Fertigstellung ein bestimmter Termin einzuhalten war, wurde bei der vorgenannten Brücke die Arbeit während der kalten

Jahreszeit nicht eingestellt werden. Die Brücke und die winterlichen Verhältnisse nach ihrer Ausrüstung zeigt Bild 1.

2. Winterarbeit

Der Umbau gliederte sich in fünf Abschnitte:

- a) Abbruch der alten Brücke im Oktober und November,
- b) Verbreiterung der Widerlager und Neuerstellung der Auflagerbänke im November und Dezember,
- c) Aufbau des Lehrgerüsts und Betonieren des Überbaus im Dezember und Januar,
- d) Vorspannen, Auspressen und Abbau des Lehrgerüsts im Februar,
- e) Restarbeiten im April und Mai.

Während beim Betonieren der Auflagerbänke die Außentempe-

ratur $+3^{\circ}$ betrug und die Zuschlagstoffe nicht gefroren waren, so daß ein Vorwärmen des Anmachwassers und ein Abdecken des frisch eingebrachten Betons genügte, mußte beim Überbau mit wesentlich ungünstigeren Verhältnissen gerechnet werden. Zudem wurde hierfür Beton der Güte B 450 gefordert, der in der Frostperiode vorgespannt und ausgepreßt werden mußte, um rechtzeitig für die Elektrifizierungsarbeiten ausrüsten zu können. Dies bedingt, daß der Beton ohne Verzögerung erstarren und erhärten kann, um so bald wie möglich die Vorspannung aufbringen zu können und keine bleibenden Festigkeitseinbußen zu erhalten [2, S. 3; 3, S. 12; 4, S. 122]. Darüber hinaus wurde zur Vermeidung von Schäden an dem in die Spannkanäle eingepreßten Mörtel in den ersten fünf Tagen eine Temperatur von $+10^{\circ}$ gefordert.



Bild 1. Brücke nach der Ausrüstung im Februar 1955

Ursprünglich war als Fertigstellungstermin der Dezember festgelegt. Da sich dies verzögerte, hat die Deutsche Bundesbahn als bauvergebende und bauüberwachende Behörde die im folgenden beschriebenen Maßnahmen teils nachträglich angeordnet, die es ermöglichen sollten, den zuvor aufgeführten Bedingungen bei einer Außentemperatur von -10° gerecht zu werden. (Über Anzahl der kalten Tage siehe [1, S. 5].) Die Durchführung der mit diesen Schwierigkeiten verbundenen Arbeiten oblag der Baufirma Grün & Bilfinger AG.

3. Vorwärmen der Zuschlagstoffe

3.1 Beschreibung

Die Betonherstellungsanlage befand sich 250 m von der Brücke entfernt auf dem Gelände der benachbarten Tunnelbaustelle mit einer auf den Tunnelbau abgestimmten stündlichen Leistung von 15 m^3 Beton. Beim Betonieren des Überbaues konnten nur $5,7 \text{ m}^3/\text{h}$ verarbeitet werden, weshalb für das Vorwärmen ein schlechterer Gesamtwirkungsgrad in Kauf genommen werden mußte. Bild 2 zeigt schematisch den Aufbau der Heiz- und Vorwärmanlage.

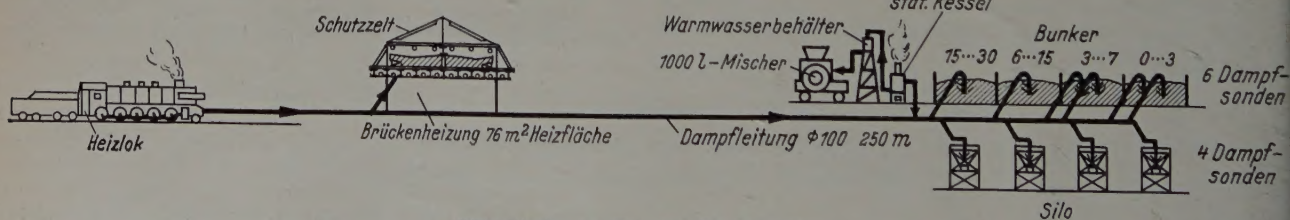


Bild 2. Aufbau der Heiz- und Vorwärmanlage

Für die vier Körnungen stand je ein Bunker zur Verfügung, von denen aus mittels Bagger die 25 t fassenden Zwischensilos gefüllt wurden. Die ebenfalls im Freien stehende Mischmaschine wurde über eine Waage und ein Förderband beschickt. Ähnlich war die Zugabe des Silozements. Im Bild 3 ist die Betonherstellungsanlage zu sehen.

Da das alleinige Vorwärmen des Anmachwassers nicht ausgereicht hätte, wurde in die Zuschlagstoffe mit sechs Sonden Dampf eingeleitet. Hierbei verwendete man einzöllige, 1,50 m lange Rohrstücke, die im unteren Drittel mit mehreren Löchern versehen waren. Der Anschluß an die Hauptdampfleitung wurde über einen Heißdampf-



Bild 3. Betonherstellungsanlage

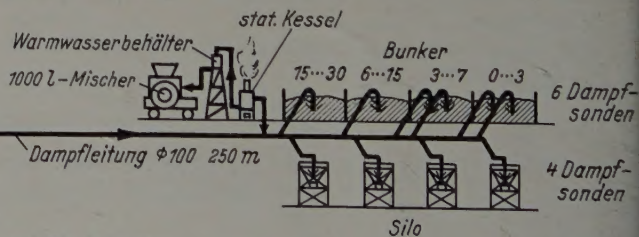
schlauch unter Zwischenschaltung eines Absperrhahnes hergesetzt, so daß die Dampfzweige ohne weiteres umgesetzt werden konnten.

Für das Vorwärmen des Anmachwassers und die Dampferzeugung stand neben der Mischmaschine ein kleiner ortsfester Querschlüssel zur Verfügung. Den Hauptteil des Dampfes lieferte eine Lokomotive der Bundesbahn, die sich auf einem Abstellgleis neben der Brückenbaustelle befand. Da der Druck des in der Lokomotive entwickelten Naßdampfes von 12 auf 3 atü¹⁾ herabgesetzt wurde und weiter in der Zuleitung und den Lanzenschlüssen auf 0,5 atü abfiel (Reibungsverlust, s. [1, S. 94]), konnte für die Übertragung zu den 250 m entfernt liegenden Kiesbunkern teilweise eine vorhandene Druckluftleitung $\varnothing 100$ benützt werden. Dabei wegen der großen Temperaturdehnung ($\sim 1,4 \text{ mm/m}$) ein ausreichender Dehnungsausgleich vorzusehen, was sich durch die Schaltung von Bögen und Schenkeln erzielen ließ [1, S. 185].

3.2 Vorwärmtemperatur und Grundwärmebedarf

Die beim Betrieb der Anlage gemachten Erfahrungen wurden in der folgenden rechnerischen Erfassung der einzelnen Vorgänge zum Grunde gelegt. Das Ergebnis ist in zwei graphischen Darstellungen zusammengefaßt (Bild 5 und 11) und kann als Ausgangspunkt für die Bemessung der Heizanlagen bei ähnlichen Vorhaben dienen.

Für die Temperaturverluste bei der zuvor beschriebenen Vorbereitung im Freien, einer zehnminütigen Transportzeit des Betons in Blechkübeln, Ausleeren und Verfahren in Schüsseln ergaben sich 8° (siehe auch [2, S. 94; 7, S. 17]), so daß bei der geforderten Einbauwärme von 20° das Mischgut eine Temperatur von 28° aufweisen mußte. Unter Mischguttemperatur wird hier der Wert verstanden, der sich bei Vermischung der Zuschläge, Zements und des Anmachwassers ohne gleichzeitigen Temperaturverlust einstellen würde. Die Frischbetontemperatur ergibt sich daraus durch Abziehen des jeweiligen Temperaturabfalls bei der Betonherstellung.



Das Anmachwasser wurde mit 50° bis 60° vor Zugabe des Zements in die Trommel gegeben; eine höhere Temperatur gefährdete das Zement.

Damit erhält man bei Nichtvorwärmung des Zements ($t = +30^{\circ}$) als Vorwärmtemperatur für die Zuschlagstoffe $t = +30^{\circ}$, was folgendem Energievergleich hervorgeht (s. hierzu Tafel I):
 $\Sigma \text{Energie} = \text{konstant}$, wobei Energie = Gewicht $\cdot$ spez. Wärmepotential.

¹⁾ $1 \text{ kg/cm}^2 = 1 \text{ at} = 735,5 \text{ mm Quecksilbersäule bei } 0^{\circ}$, $1 \text{ atü} = 1 \text{ at}$ über dem normalen Luftdruck. In der Abhandlung wird näherungsweise der normale Luftdruck angenommen.

$$0,18 \cdot (-5) + 10840 \cdot 0,20 \cdot t + 540 \cdot 1,0 \cdot t + 310 \cdot 1,0 \cdot \frac{50 + 60}{2}$$
$$0,18 \cdot 28 + 10840 \cdot 0,20 \cdot 28 + 540 \cdot 1,0 \cdot 28 + 310 \cdot 1,0 \cdot 28.$$
$$\text{aus } t = 29,4^\circ \sim 30^\circ.$$

Wärmeaustausch spielt sich hierbei in erster Linie zwischen dem Mittel mit 55° zugegebenen Anmachwasser und dem nicht erwärmten Zement ab. Nur ein kleiner Restbetrag wird von den Zuschlagstoffen aufgenommen.

Bedeutung für die zum Vorwärmen erforderliche Energie liegt in den Zuschlagstoffen enthaltene Eigenfeuchtigkeit, die im Gegensatz zum Anmachwasser vom gefrorenen in den flüssigen Zustand umgewandelt werden mußte. Dies hat einen zusätzlichen Aufwand von $79,4 \text{ kcal/kg}$ zu Folge (Schmelzwärme). In dem vorliegenden Fall war dieser Einfluß sehr hoch, da die Zuschlagstoffe vorher Eigenfeuchtigkeit, teils schon gefroren, in den Monaten Oktober und Januar angeliefert wurden. Infolge der bereits erreichten Sättigung trat beim Vorwärmen keine weitere Feuchtereicherung ein; das freiwerdende Kondenswasser versickerte. Es ist auf eine gute Entwässerung der Kiesbunker zu achten, um ein erneutes Einfrieren zu verhindern, was sonst zu einem erheblichen Zeitpunkt zusätzlichen Dampf kostet.

Den Grundwärmebedarf ergibt sich:

$$10840 \cdot 0,20 \cdot (30 - (-5)) + 540 \cdot 0,5 \cdot 5 + 540 \cdot 79,4$$
$$+ 540 \cdot 1,0 \cdot 30 + 310 \cdot 1,0 \cdot 100 = 136150 + 31000$$
$$= 167150 \text{ kcal/h, wobei sich } 136150 \text{ kcal/h auf die Zuschläge und } 31000 \text{ kcal/h auf das Anmachwasser beziehen (siehe Tafel I).}$$

Tafel I

Vorwärmen							
Stoffe	Beton- zus. für 1 m^3	Ver- brauch in 1 Std.	Aus- gangs- temp.	Ver- langte Misch- gut- temp.	Spez. Wärme [1, S. 12]	Schmelz- wärme [1, S. 17]	Be- nötigte Vor- wärm- temp.
	kg	kg	$^\circ \text{C}$	$^\circ \text{C}$	kcal/kg	kcal/kg	$^\circ \text{C}$
Z 325	350	2 000	-5°	28°	0,18	—	—
e	1 900	10 840	-5°		0,20	—	30°
Eigenfeucht. en	95	540	-5°		1,0 (Wasser) 0,5 (Eis)	79,4	30°
Angabe	55	310	0°		1,0	—	100^{**}

Wahlte sich im Sammelbehälter und in der Zuleitung auf 50 bis 60° ab.

Zuschläge und Gesamtwärmebedarf

Den gesamten Wärmebedarf sind nun noch Zuschläge zu berücksichtigen, die durch die Eigenart der Anlage bedingt sind.

Während des Anwärmens der Zuschlagstoffe in den Bunkern treten Abstrahlungsverluste ein. Da es unvermeidlich war, daß auch das Vorwärmen auf eine größere Menge als jeweils erforderlich erstreckte, erhöhte sich dieser Einfluß entsprechend. Die teils stark aufgelockerten und nicht abgedeckten ($k = 20$ bis $1,25 = 25$), teils mit Planen ($k = 5,3 \cdot 1,5 = 8$) und seitlich durch Bohlen ($k = 3$) geschützten Zuschlagstoffe wiesen eine Oberfläche von 300 m^2 auf (s. Bild 4). (Über Wärmedurchgangs-



Bild 4. Vorwärmen der Zuschlagstoffe

zahl k siehe [1, S. 240 ff.]) Davon können in diesem Fall 50% als Strahlungsfläche mit einer mittleren Oberflächentemperatur von 20° bei einer Lufttemperatur von -10° in Rechnung gesetzt werden. Für die Wärmedurchgangszahl erhält man als Mittelwert $k = 1/3 \cdot (25 + 8 + 3) = 12 \text{ kcal/m}^2 \text{h}^\circ \text{C}$. Die oben aufgeführten Werte setzen sich aus einem Grundwert und einem nach den Verhältnissen geschätzten Zuschlag zusammen. Damit ergibt sich als zusätzlicher Wärmebedarf

$$Q = 0,50 \cdot 300 \cdot 12 \cdot [20 - (-10)] = 54000 \text{ kcal/h.}$$

3.32 Beim Vorwärmen mittels Lanzen entweicht ein Teil des Dampfes durch die Hohlräume im Steingerüst nach oben, was durch getrennte Lagerung der Korngruppen begünstigt wird. Im vorliegenden Fall wurde dieser Verlust bei gesättigtem Dampf von 0,3 bis 0,5 atü auf etwa 30...40% geschätzt; damit $\eta_L = 0,65$ als Lanzenwirkungsgrad.

3.33 Zu den sechs eingesetzten Lanzen für das eigentliche Vorwärmen in den Bunkern wurden noch vier Stück zum Warmhalten der Zuschlagstoffe in den Übergabesilos verwendet, wo diese 4 bis 6 Stunden zwischengelagert wurden; somit zusätzlich $\left(\frac{10}{6} - 1\right) \cdot 100 = 67\%$.

Unter Berücksichtigung dieser Einflüsse erhält man für den gesamten Wärmebedarf:

$$Q = (136150 + 54000) \cdot (1 + 0,67) : 0,65 + 31000 = 488000$$
$$+ 31000 = 519000 \text{ kcal/h.}$$

Die lange Zwischenlagerungszeit war durch die bereits vorhandene Einrichtung bedingt. Von einer kostspieligen Änderung wurde abgesehen, da genügend Dampf zur Verfügung stand. Andererseits kam eine alleinige Vorwärmung in den Silos nicht in Frage, denn die in den Bunkern festgefrorenen Zuschlagstoffe waren nur schwer lösbar und zudem bestand die Gefahr einer ungleichmäßigen Erwärmung (Siloform!) und starken Anreicherung mit Kondenswasser.

Für die Erwärmung durch ausströmenden Dampf erhält man dann ein Optimum beim Energieaustausch, wenn durch günstige Anordnung der Lanzen der gesamte Dampf umgewandelt wird, beispielsweise bei hohen Silos, in die im unteren Bereich Dampf eingeleitet wird. Weiter kann man die Abstrahlungsverluste durch eine Überdachung der Betonherstellungsanlage geringer halten [2]. Da dies mit einem erheblichen Aufwand verbunden ist, wird in vielen Fällen ein Mehr an Energie die wirtschaftlichere Lösung sein.

3.4 Dampfmenge und Dampfübertragung

Dem Wärmeaustausch beim Vorwärmen der Zuschlagstoffe durch ausströmenden Dampf wird die bei Kondensation eines gesättigten Dampfes von 0,3 atü und die bei Abkühlung des Kondenswassers auf 30° freiwerdende Wärmemenge zugrunde gelegt. Hierfür erhält man: $641,2 - 30,0 = 611,2 \text{ kcal}$ für 1 kg Dampf, wobei $641,2 \text{ kcal/kg}$ der Dampfwärme bei 0,3 atü und $30,0 \text{ kcal/kg}$ der Wasserwärme bei 0 atü und 30° entsprechen [1, S. 28 u. 30]; somit als Dampfmenge: $488000 : 611,2 = 800 \text{ kg/h}$.

Davon lieferte der ortsfeste Kessel mit $6,5 \text{ m}^2$ Heizfläche 50 kg/h , was sich zusammen mit der für das Anmachwasser erforderlichen Energie von 31000 kcal/h aus der normalen Kesselleistung von $10000 \text{ kcal/m}^2 \text{h}$ ergibt. Die weiteren 750 kg/h wurden durch eine Lokomotive der Bundesbahn gedeckt.

Hierbei ist die Wärmeabstrahlung längs der 250 m langen, teils mit Strohmatte isolierten Leitung zu berücksichtigen, die sich auf 80000 kcal/h^2 beläuft. Da der Dampfdruck von 12 auf 3 atü verringert wurde und weiter auf 0,3 bis 0,5 atü abfiel, erhält man aus der Entspannung eine Reserve von $750 \cdot (665,4 - 642,8) = 16900 \text{ kcal/h}$, wobei $665,4 \text{ kcal/kg}$ der Dampfwärme bei 12 atü und $642,8 \text{ kcal/kg}$ der bei 0,5 atü entsprechen [1, S. 30]. Somit kondensieren in der Leitung stündlich $(80000 - 16900) : 519 = 121 \text{ kg}$ Dampf. Dabei entspricht 519 kcal/kg der Verdampfungswärme bei einem mittleren Druck von $1,7 \text{ atü}$.

Hinzu kommt noch die für die Heizung des Überbaus erforderliche Dampfmenge von 238 kg/h (siehe 4.3), so daß während der Betonierzeit von der Lokomotive insgesamt $750 + 121 + 238 = 1109 \text{ kg/h}$ abzugeben waren. Dies erfordert bei $15 \text{ kg/m}^2 \text{h}$ spezifischer Kesselleistung eine Heizfläche von 74 m^2 . Da die Anlage

³⁾ Für die Berechnung der Wärmeabstrahlung dient die Beziehung [1, S. 239]:

$$Q = \sum k_r \cdot L \cdot \Delta t, \text{ wobei } k_r = \text{Wärmedurchgangszahl in kcal/mh}^\circ \text{C,}$$

$$L = \text{Rohrlänge in m,}$$

$$\Delta t = \text{Temperaturgefälle.}$$

ohne eine vorhergehende theoretische Untersuchung erstellt wurde, setzte man vorsichtshalber eine Güterzuglokomotive der Baureihe 50 mit 177 m² Heizfläche ein, die, wie auch der Betrieb zeigte, eine viel zu große Reserve aufwies.

Der aus der Dampfleistung errechnete Kohlenbedarf zeigt eine gute Übereinstimmung mit dem Verbrauch. Damit bestätigen sich die der Rechnung zugrunde gelegten Werte.

3.5 Zusammenstellung des Wärmebedarfs

Für 1 m³ Beton wurden für das Vorwärmen (ohne Brückenheizung) 91 000 kcal benötigt, mit Berücksichtigung der Übertragungsverluste 105 000 kcal. Scheidet man den durch das Warmhalten der Zuschlagstoffe in den Zwischensilos bedingten Aufwand aus, so ermäßigt sich der erstgenannte Wert auf 57 000 kcal. Wie bereits darauf hingewiesen, kann man durch geeignete Maßnahmen den

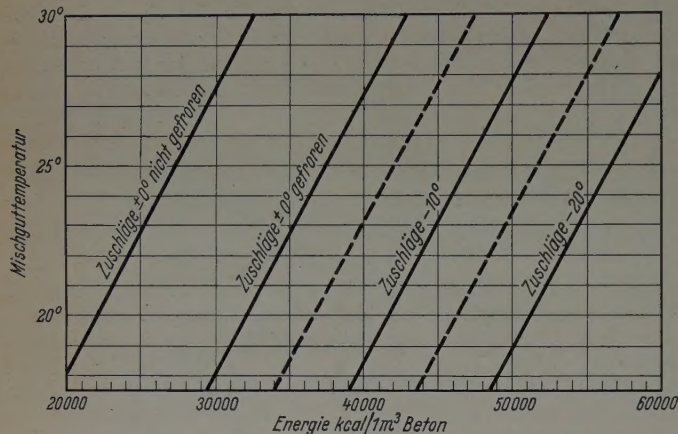


Bild 5. Energieaufwand beim Vorwärmen des Anmachwassers und der Zuschlagstoffe mit Dampfplanzen (Mittelwerte)

Wirkungsgrad heben, wodurch günstigstenfalls eine weitere Ersparnis von 45...50% möglich ist.

In Bild 5 ist der erforderliche Energieaufwand für das Vorwärmen des Anmachwassers und der Zuschlagstoffe, bezogen auf 1 m³ Beton, für folgenden Normalfall dargestellt, der etwas günstiger liegt als das vorliegende Beispiel (Erläuterung der Mischguttemperatur siehe 3.2):

- 300 kg Zement für 1 m³ Beton und 0,45 als Wasserzementwert,
- 3% mittlere gefrorene Eigenfeuchtigkeit und Anreicherung auf 5% durch das freiwerdende Kondenswasser, damit 37 l Wasserzugabe für 1 m³ Beton,
- 20° Temperaturverlust des Anmachwassers im Sammelbehälter und in der Zuleitung,
- 35% des Dampfes entweicht unverbraucht, was bei 1,5 m langen Lanzen und gesättigtem Dampf von 0,3 bis 0,5 atü zutrifft,
- als Abstrahlungsverlust bei der Anwärmung der Zuschlagstoffe sind 40% des entsprechenden Anteils des Grundwärmebedarfs angesetzt, was ein teilweises Abdecken der Zuschlagstoffe mit Planen voraussetzt,
- eine Warmhaltung in Zwischensilos liegt nicht vor,
- Dampfübertragungsverluste sind nicht berücksichtigt; sie haben bei kurzen und geschützten Zuleitungen nur eine untergeordnete Bedeutung.

Bei günstigeren Verhältnissen ist gegenüber diesen Werten (Bild 5) eine Ersparnis bis zu 30 bis 35% möglich. Andererseits ist für jedes Prozent mehr an gefrorener Eigenfeuchtigkeit ein mittlerer Zuschlag von 4800 kcal zu machen.

Aus dem gesamten Energieaufwand erhält man über die Dampfmenge und spezifische Kesselleistung die erforderliche Heizfläche, womit die Kesselgröße bestimmt ist (siehe 3.4). Bei den im Baubetrieb üblichen Dampfkesseln genügt es, wenn man für die Heizflächenbelastung 10 000 kcal/m²h ansetzt und damit die Heizfläche bestimmt. So erfordern beispielsweise 250 000 kcal/h eine Heizfläche von 25 m².

4. Heizung des Überbaues

4.1 Beschreibung

Die geforderte hohe Betonfestigkeit und das Spannen und pressen bei Frost machten eine Heizung und einen allseitigen Schutz des Überbaues nach außen erforderlich. Es wurde deshalb eine druckdampfheizung aus alten Rauchkammer- und Siederohren, aufgearbeiteten Lokomotiven durch autogenes Zusammenschweißen der einzelnen Rohrstücke gleichzeitig mit dem Aufbau des Gerüsts und der Schalung erstellt. Die Verwendung von verschiedenen Rohrdurchmessern (Ø 50 und Ø 120) ermöglichte bei den verschiedenen Zweigungen jeweils die Zusammenführung eines dünnen und eines Rohrs, womit die Schweißarbeiten vereinfacht wurden. Um Schließen der Heizanlage zu vermeiden, wurde eine ausreichende Verschiebungsmöglichkeit des Rohrsystems vorgesehen.

Der kleinste Abstand der Heizrohre zum Beton betrug 0,1 m. Weiter war der Beton entweder durch die Schalung oder Strohmatte geschützt. Diese Maßnahmen gegen ein örtliches Austrocknen durch Strahlung erwiesen sich als ausreichend. Die Bilder 6 und 7 zeigen den Schutz des Überbaues und den Entwurf der Heizanlage.

Für das Regeln der Heizung gab es zwei Möglichkeiten, nämlich einer Druckänderung und in einer mehr oder minder großen Öffnung der vier Entwässerungshähne an den Tiefpunkten bestanden. Zudem konnte man durch entsprechendes Einstellen der Zuleitungs- und Entwässerungshähne das obere und untere Rohrsystem verschieden mit Dampf beschicken, was den Unterschieden der Wärmeschichten und der raschen Abkühlung einzelner Querschnitte Rechnung getragen hat.

Zum Abschluß des Wärmepolsters wurde oben ein Zelt und eine Doppelschalung vorgesehen (Bild 6). Das Zelt bot gleich beim Verlegen der Vorspannbündel und beim Vorspannen und pressen Schutz gegen Regen und Schneefall (Bild 8 und 9). kommt bei vorgespannten Bauten erhöhte Bedeutung zu.

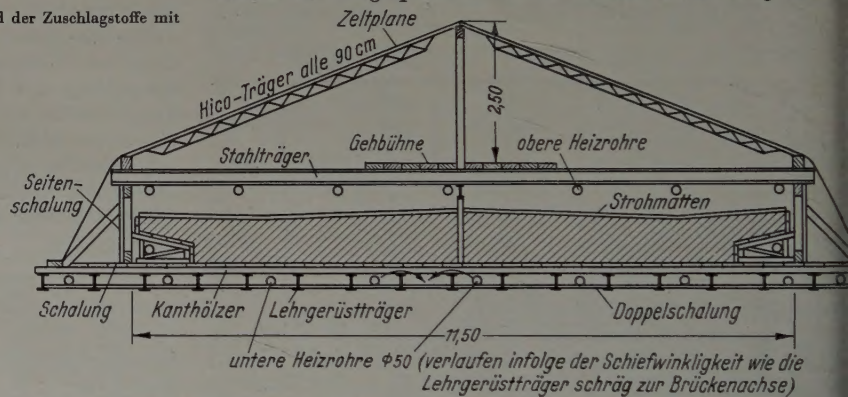


Bild 6. Querschnitt des eingeschalteten Überbaues mit Heizung und Isolierung

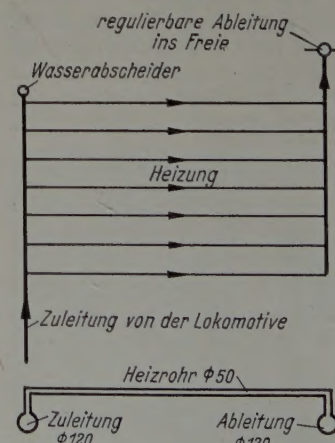


Bild 7. System der Heizung des Überbaues

4.2 Wärmebedarfsrechnung

Für die Wärmedurchgangszahl k gilt [1, S. 240]:

$$k = \frac{1}{\frac{1}{\alpha_i} + \frac{1}{\alpha_a} + \sum \frac{d}{\lambda}}$$

wobei

$\alpha_i = 7 \text{ kcal/m}^2\text{h}^\circ\text{C}$ Wärmegradübergang innen,

$\alpha_a = 20 \text{ kcal/m}^2\text{h}^\circ\text{C}$ Wärmegradübergang außen,

d Stärke der Isolierschicht,

λ Wärmeleitfähigkeit.

Da die Zeltplanen eine

geringe Dicke aufweisen,

klein gegenüber $\frac{1}{\alpha}$ und

deshalb vernachlässigt werden. Auch für die zwischen den Lehrgerüstträgern eingelegten Bretter wird zum Ausgleich der erhöhten Undurchlässigkeit, hervorgerufen durch die vielen Fugen und Kältebrücken (Träger!), der Einfluß von $\frac{d}{\lambda}$ nicht berücksichtigt (Bild 10).

$$\text{mit } k = \frac{1}{\frac{1}{7} + \frac{1}{20}} = 5,27 \frac{\text{kcal}}{\text{m}^2 \text{h}^\circ \text{C}}.$$

den Wärmeverlust braucht man mit:
 30 m² Fläche der Schutzhülle (Zelt oben und Schalung seit-
 lich und unten),
 20° angestrebte Innentemperatur und
 -10° Außentemperatur



Bild 8. Aufbau des Schutzzeltes

Wärmezufuhr von
 $5,27 \cdot 780 \cdot (10 - (-10)) = 82000 \text{ kcal/h.}$
 Ausschläge für undichte Stellen in der Schutzhülle, für Wind
 freie Lage werden 50% angesetzt [1, S. 242].
 gesamtter Wärmebedarf: $Q = 82000 \cdot 1,50 = 123000 \text{ kcal/h.}$



Bild 9. Schutzzelt des Überbaues und Heizloks

Bild 11 ist der Wärmedurchgang für verschiedene Wärme-
 schichten, abhängig von der Außentemperatur, dargestellt.
 richter Ausführung können diese Werte um 10...20% ermäßigt
 en. Je nach der zur Verfügung stehenden Energiemenge und
 Energiekosten kann man daraus die hierfür geeignete und
 schaftlichste Schutzhülle wählen.

Heizflächenermittlung und Dampfleistung

Die Wärmeabgabe der Rohrheizkörper bei 2 atü Dampfdruck
 mit den Werten für Niederdruckdampf gerechnet, womit man
 der sicheren Seite liegt [1, S. 176]:

$$F_{80} \cdot \sqrt[4]{\frac{\Delta t}{80}} \cdot \Delta t \text{ kcal/m}^2 \text{h;}$$

$$F_{80} = 12,3 [1, \text{S. 177}] \text{ und}$$

$$12,3 \cdot 132,88 - 10 = 122,88^\circ,$$

bei 132,88° der Dampftemperatur bei 2 atü entspricht und 10°



Bild 10. Doppelschalung zwischen Schalungsträgern und Ableitungsstrang der Heizung

der Innentemperatur, erhält man $q = 1700 \text{ kcal/m}^2 \text{h}$ als Wärme-
 abgabe und damit als Heizfläche $F = 123000 : 1700 = 72 \text{ m}^2$. Dem
 standen 76 m² gegenüber, wovon 25 m² unten und der Rest seitlich
 und oben eingebaut waren, was dem erhöhten Wärmeverlust durch
 das Zelt Rechnung getragen hat.

Legt man eine volle Umwandlung des Dampfes zugrunde, so er-
 hält man als stündliche Dampfmenge: $123000 : 516,9 = 238 \text{ kg}$,
 wobei 516,9 kcal/kg der Verdampfungswärme bei 2 atü entspricht.
 Die Verluste in der 30 m langen Zuleitung, die teils im Boden ver-
 legt war, werden durch die aus der Entspannung von 12 auf 2 atü
 herrührende Reserve ausgeglichen.

5. Betrieb und Überwachung

5.1 Betonieren

Mit dem Vorwärmen der Zuschlagstoffe und Heizen der Schalung,
 Bewehrung und des Zeltes über der Einbaustelle wurde 8 Stunden
 vor dem Betonieren begonnen, was sich für die Erreichung des
 Beharrungszustandes als reichlich erwies.

Da es sich um eine hochwertige Konstruktion handelte, wurde
 der Wasserzementwert besonders sorgfältig überwacht ($W/Z = 0,43$).
 Es zeigten sich hierbei Abweichungen von $\pm 3\%$. Daraus ist ersicht-
 lich, daß das beim Vorwärmen frei gewordene Kondenswasser keinen
 ungünstigen Einfluß auf die Einhaltung des Wasserzementwertes
 ausübte. Desgleichen konnte die angestrebte Frischbetontemperatur
 von 20° ohne wesentliche Schwankungen eingehalten werden. Für
 die gleichmäßige Vorwärmung war ein laufendes Umsetzen der
 Lanzen unerlässlich, die sich übrigens gut bewährten.

Die größeren Abstrahlungsverluste bei Nacht wurden durch Er-
 höhung der Lanzenzahl von acht auf zehn Stück ausgeglichen.
 Diese entsprachen bei -9° Lufttemperatur den rechnerischen Vor-
 aussetzungen. Bei der Verteilung auf die einzelnen Korngruppen
 mußte auf den Verbrauch und den Anteil der gefrorenen Eigen-
 feuchtigkeit Rücksicht genommen werden. (2 Lanzen für die Korn-
 gruppe 0/3 mm; 2 Lanzen für 3/7 mm, je 1 Lanze für 6/15 und 15/30
 mm; 4 Lanzen zum Warmhalten in den Zwischensilos.)

Insgesamt kamen in
 35 Stunden 200 m³ Beton zum Einbau. Das
 Zelt über der Brücke
 bereitete hierbei keine
 wesentlichen Schwier-
 igkeiten, wenn man
 von einer Verlängerung
 der Betonierzeit gegen-
 über einer offenen Ein-
 baustelle absieht. Der
 erhöhte Wärmeverlust
 während des Betonie-
 rens ließ sich durch
 einen unter der Zeltöff-
 nung verlegten 120 mm

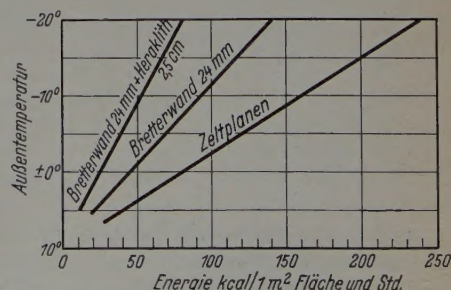


Bild 11. Wärmedurchgang bei 10° Innentemperatur einschl. 50% für Verluste (undichte Stellen, freie Lage, Wind),
 a = 24-mm-Bretter + 2,5-cm-Heraklithplatten,
 b = 24-mm-Bretter, c = Zeltplanen

dicken Heizstrang weitgehend abschwächen, so daß der Temperatur-
 abfall im Innern im Mittel nur 5° betrug.

Über die Verwendung von Lokomotiven für Heizzwecke siehe [5].

5.2 Nachbehandlung und Auspressen

In der an das Betonieren anschließenden Heizperiode von 27 Tagen wirkte sich zu Beginn die freiwerdende Abbindewärme vorteilhaft aus. Durch laufende Beobachtung der Betontemperatur und entsprechende Regelung der Heizung mußte ein ungleichmäßiges Abkühlen der Platte vermieden werden. Kritisch war hierbei der Übergang von der bis zu 86 cm dicken Platte zur Gehwegauskragung, die zudem durch ihre Randlage der Kälte stärker ausgesetzt war. Um Schwindrisse und das Verdursten des Betons zu vermeiden, wurde die mit Strohmatte geschützte Betonoberfläche in den ersten 8 Tagen feucht gehalten. Weiter unterstützte man die Aufnahme der Eigenspannungen aus Temperatur und Schwinden durch Aufbringen einer Teilvorspannung am 4. Tag [3, S. 30].

Die Betontemperatur wurde an fünf Punkten mit Quecksilberthermometern beobachtet. Dabei wählte man die Meßstellen so aus, daß man sowohl über den Temperaturverlauf in den einzelnen Querschnitten als auch zwischen den Querschnitten Aufschluß erhielt. Das Ansteigen und Abklingen der Betontemperatur ist aus Bild 12

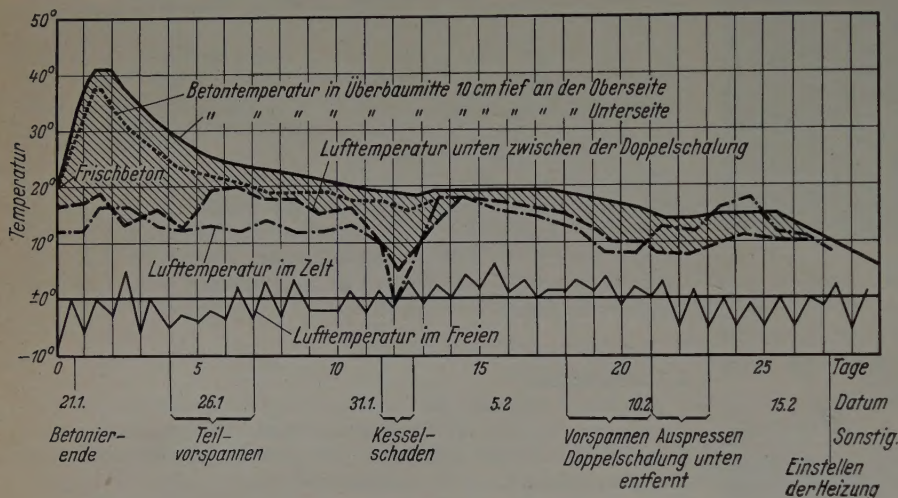
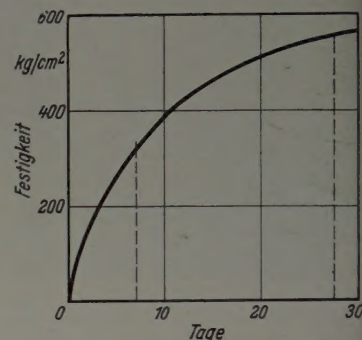


Bild 12. Temperaturverlauf

ersichtlich, was bei dem verwendeten Portlandzement Z 325 (ohne Chlorcalciumzusatz) dem normalen Ablauf entspricht. Aus den Diagrammen ist deutlich die Abhängigkeit der Betontemperatur von der Lufttemperatur zu erkennen. Ähnlich wie die Wärmehülle weist der Beton an der Unterseite eine um 2 bis 5° höhere Temperatur auf. Von wesentlichem Einfluß ist hierbei die Lufttemperatur während des Betonierens. Die mit der Beheizung erzielten Betonfestigkeiten zeigt Bild 13.

Bei weniger empfindlichen Bauteilen hätte das Vorwärmen der Zuschläge genügt; auf eine Heizung hätte man verzichten können. Dies setzt allerdings eine Umhüllung des Bauwerks voraus, deren Wärmedurchgang wesentlich kleiner ist als die beim Erstarren freiwerdende Wärme. Nur so wird eine ungünstige Beeinflussung der Festigkeitsentwicklung vermieden und der Beton vor Frostschäden bewahrt.

Beim Auspressen und während der anschließenden fünf Tage hatte der Beton an der ungünstigsten Stelle eine mittlere Temperatur von +10°, was der Lufttemperatur im Zelt entsprach. Darauf bei Spannbetonbauten großer Wert zu legen, da das Erstarren des Auspreßmörtels durch Temperaturen unter +5 bis 10°, je nach Zementart, beeinträchtigt wird und die Gefahr seiner Abkühlung durch den starken Wärmeentzug des umliegenden Betons besonders groß ist. Bei ungenügend oder nicht erstarrtem Mörtel, der dem Beton ausgesetzt wird, können längs der Spannglieder infolge Vergrößerung Risse entstehen [6]. Außerdem wird die Verfestigung mehr oder minder beeinträchtigt, von der die Bruchfestigkeit der Konstruktion abhängt. Es läßt sich deshalb bei den während der kalten Jahreszeit herzustellenden Spannbetonbauwerken die Heizung nicht vermeiden. Selbst wenn nur angespannt und Auspressen auf einen späteren Zeitpunkt verlegt wird, soll für das Spannen eine Temperatur von mindestens +3° vorhanden sein (Ergänzungsbestimmungen der DB zu DIN 4227).

Bild 13. Anstieg der Betonfestigkeit, $W_7 = 322 \text{ kg/cm}^2$, $W_{28} = 563 \text{ kg/cm}^2$

6. Schlußfolgerung

Wie das vorliegende Beispiel zeigt, ist der Winterbetrieb auch bei empfindlichen Konstruktionen bei guter Vorbereitung ohne Risiko und Gütebeeinträchtigung durchführbar. Durch die fast gleichbleibende

Temperatur des Wärmepolsters können sogar günstigere Bedingungen für das Erstarren und Erhärten geschaffen werden, als in der kalten Jahreszeit.

Schrifttum:

- [1] Recknagel-Sprenger, Taschenbuch für Heizung und Lüftung, 47. Jahrgang, München 1953, Oldenbourg-Verlag.
- [2] Kleinlogel, Winterarbeiten im Beton- und Stahlbetonbau, 4. Aufl., Berlin 1951, Wilh. Ernst & Sohn.
- [3] Bühner, Eisenbahnbrücken aus Spannbeton, Heft 112 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Berlin 1953, Wilh. Ernst & Sohn.
- [4] Betonkalender 1955, Berlin, Wilh. Ernst & Sohn.
- [5] Eisenbahningenieur 1955, Heft 5.
- [6] Röhnsch, Die Einwirkungen von Frost auf den Einpreßmörtel von Spannbeton, B. u. St. 1955, Heft 2 u. 3.
- [7] Böhm-Drechsel, Das Betonieren bei Frost, 5. Aufl., Berlin 1951, Wilh. Ernst & Sohn (ferner Hefte I, II und III).
- [8] Hütte, Des Ingenieurs Taschenbuch, Bd. I, II, III, Berlin, Wilh. Ernst & Sohn.

Neuartiger Rohsalzsilo

Von Dipl.-Ing. Jens Starke, Hannover

DK 725.36: 624.012.4 Silo: Stahlbeton

Allgemeines

Die Vereinigte Kaliwerke Salzdetfurth A.G. hat auf ihrem Werk Sigmundshall bei Wunstorf/Hann. einen Rundsilo mit einem Fassungsvermögen von 2000 t Kalisalz errichten lassen, der die gesamte Förderung von täglich bis zu 3000 t aufzunehmen und in jeweils gewünschter Menge zur Verarbeitung an die Fabrik abzugeben hat. Das Bauwerk weist einige betriebliche und bauliche Besonderheiten auf, die im folgenden beschrieben werden.

Der Silo wurde in Gestalt und Wirkungsweise von dem Werksdirektor Dr. Karsten erdacht und im Modell entwickelt und festgelegt. Im Gegensatz zu Rundsilos üblicher Bauart mit mittigem

Auslauf wird dieser Silo über einen Rutschkegel an Öffnungen des Randes entleert. Dadurch wird erreicht, daß sich bei der Entleerung der gesamte Siloinhalt am Nachrutschen beteiligt und nicht nur die Mitte (siehe Bild 1). Das Rohsalz rutscht auf dem unter 50° geneigten Kegelboden zu den Entnahmeschlitz und fließt durch Schlitz, die ständig offen bleiben, auf den stillstehenden Abstreiftisch. Ein ringsumlaufender Abstreiferpfug schiebt das Gut vom Abstreiftisch auf einen unterhalb des Tisches in entgegengesetzter Richtung umlaufenden Ringteller, von dem es durch einen stehenden zweiten Pfug an gewünschter Stelle abgestreift wird. Art der Entleerung erfordert einen möglichst durchlaufenden

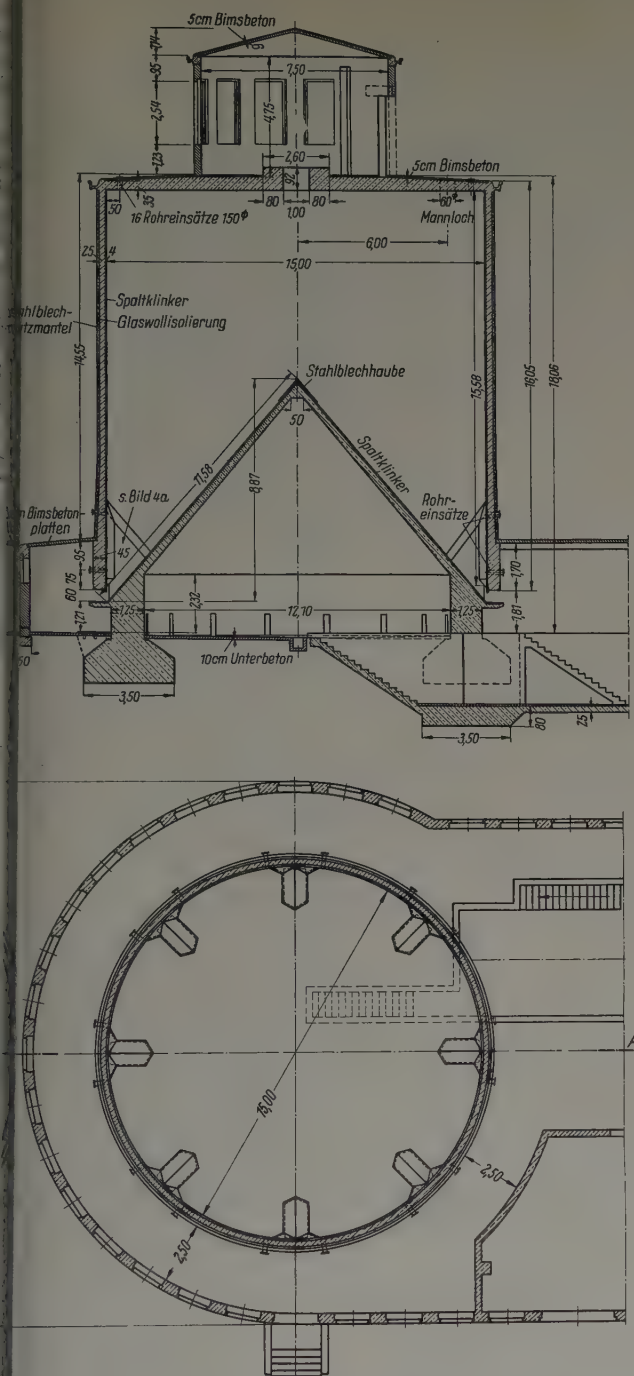


Bild 1. Grundriß und Schnitt

Entnahmeschlitz. Um dieser Forderung gerecht zu werden wurde der Zylindermantel auf 8 zurückspringende Konsolen abgestreift, so daß der Abstreifer überall ungehindert vorbeistreichen kann, und der Auslauf des Rohsalzes nur durch diese verhältnismäßig dünnen Konsolen (Pratzen) unterbrochen wird. Beschickt wird der Silo durch einen sich drehenden Rohrkrümmer. Besonderer Wert wurde vom Auftraggeber auf eine gute Wärmeisolation gelegt, um Schweißwasser zu vermeiden; ferner wurde ein dichter Schutz aller Betonflächen vor mechanischen und chemischen Angriffen gefordert. Aus diesem Grunde ist der Silo innen mit Klinkerplatten ausgekleidet und außen mit Glaswolle umhüllt. Der äußere Mantel zum Schutz und Halt der Wärmedämmschicht ist ein Stahlblechzylinder, der mit einbetonierten Flacheisen am Silomantel angehängt ist. Die Abstreifertische erhalten wegen ihrer besonderen Beanspruchung einen Schmelzbasaltplattenbelag; die Spitze wird durch eine stählerne Haube, die bei Verschleiß ausgetauscht werden kann, geschützt. Die Unterkante des Silomantels und der Rand des Abstreifertisches sind durch Stahlprofile eingefasst.

Den oberen Abschluß des Silos bildet eine 15 m weit gespannte Kreisplatte, die auch die Aufbauten und die Bandbrückenanschlüsse aufnimmt. Um den Beton der Abschlußdecke möglichst wirkungsvoll gegen die Angriffe des Salzstaubes zu schützen, hat der Auftraggeber eine glatte Decke trotz der Mehrkosten gegenüber einer aufgelösten Konstruktion vorgezogen. Ebenso wurde bei allen übrigen Stahlbetonbauteilen Wert auf möglichst glatte Flächen gelegt, was zur mehrfachen Anwendung der Schalenbauweise führte.

Der ringförmige Unterbau hat neben den senkrechten Lasten noch den Schub aus der Kegelschale sowie die Einspannmomente aus den Pratzen und dem Kegel aufzunehmen. Ein verhältnismäßig günstiger Baugrund, zerklüfteter Buntsandstein, gestattete bei Annahme einer zulässigen Bodenpressung von $3,5 \text{ kg/m}^2$ die sichere Überleitung der 4200 t Gesamtlast des Bauwerkes in den Boden, ohne eine übermäßig große Gründungsfläche zu erfordern.

Konstruktive und statische Einzelheiten

Für den kreisrunden Aufbau von 7,50 m $\varnothing$ wurde als Dach eine dünnwandige Kegelschale gewählt. Dieses Beispiel zeigt, daß sich gelegentlich auch bei kleineren Abmessungen die Vorteile der Schalenbauweise nutzbar machen lassen. Wie Bild 2 zeigt, sind in einfacher Weise die Einspannmomente am Rande vermieden. Es bleiben lediglich die durch Querkkräfte erzeugten Randstörungen aufzunehmen.

Die Abschlußdecke des Silos von 15,3 m $\varnothing$ hat einschließlich ihres Eigengewichtes rd. 350 t auf die Silowände zu übertragen. Diese Lasten treten als Gleichlasten, als stetig veränderliche, als Ring- und Einzellasten auf. Im Grundriß stellt die Platte wegen der mittigen Beschickungsöffnung einen Kreisring dar. Mit Rücksicht auf die bautechnisch erwünschte und wirtschaftlich zweckmäßig möglichst geringe Plattendicke verbot sich jedoch die Berechnung als Kreisringplatte. Es wurde daher die zur Auflagerung der Beschickungseinrichtung vorgesehene ringförmige Aufkantung um die Öffnung benutzt, die unterbrochenen Schnittkräfte aufzunehmen und gewissermaßen um das Loch herumzuleiten. Besondere Sorgfalt erforderte die Anordnung der Bewehrung. Sie sollte diesem Kräfteverlauf Rechnung tragen, ohne zu übermäßiger Häufung in der Mitte zu führen; ferner mußten die Stöße gut gegeneinander versetzt werden. Bild 3 zeigt den Bewehrungsplan der oberen Abschlußplatte.

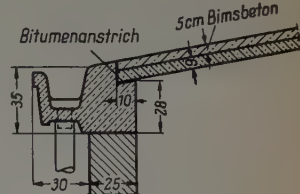


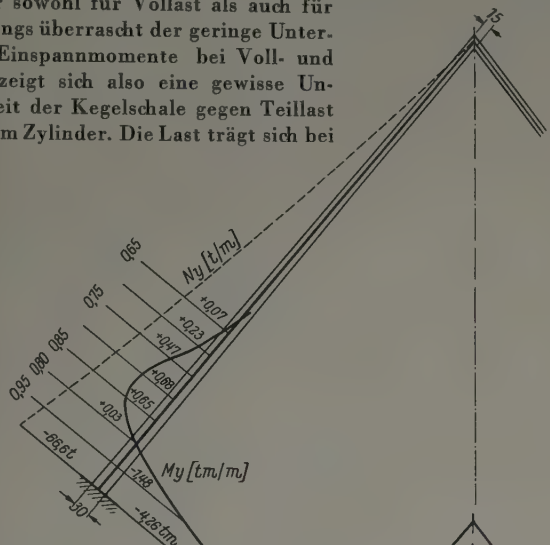
Bild 2. Rand des Kegeldachs

Der Silomantel ist statisch eine Kreiszyinderschale auf Einzelstützen unter praktisch beliebiger Belastung, da das Füllgut in einzelnen Salzstöcken oder als einseitiger Kegel infolge ungleicher Entleerung oder irgendwie zerklüftet auftreten kann. Hinzu kommt der Lastfall ungleicher Temperatur. Solche Teilbelastungen stören jederzeit den empfindlichen Membranspannungszustand der Schale und führen zu erheblich stärkerer Bemessung als bei gleichmäßiger Füllung notwendig wäre. Im Vergleich zu dieser mußte in diesem Fall die Bewehrung etwa verdreifacht werden bei gleichzeitiger Vergrößerung der Wanddicke von 20 auf 25 cm. Die Frage ungleicher Füllung kreisrunder Behälter verdient daher allgemeine Beachtung. Meist wird bei runden Silos, wie überall im Schrifttum angegeben, von vornherein gleichmäßige Füllung unterstellt und nur mit Ringzug gerechnet. Die maschinellen Einrichtungen und betrieblichen Gegebenheiten nehmen jedoch oft auf diese stillschweigende Voraussetzung keine Rücksicht. Im vorliegenden Falle wurde an Hand von Vergleichsrechnungen die Belastung durch einen einseitigen Böschungskegel mit der Spitze an der Silowand als ungünstigster Lastfall erkannt und der weiteren Berechnung zugrunde gelegt.

Im Verlaufe dieser Überlegungen war für weitere Lastfälle zu beachten, daß das Füllgut auch andere spezifische Eigenschaften annehmen muß, als sie üblicherweise der Berechnung zugrunde gelegt werden. So ist z. B. ein Gleichgewichtszustand eines senkrecht stehenden Salzprismas nur möglich, wenn das Salz zumindest an den Außenseiten ausreichend verfestigt ist, d. h. der Winkel der inneren Reibung muß sich vergrößert haben. Andererseits drückt ein solches Prisma infolge der durch den Betonkegel gebildeten Gleitfläche auf den Silomantel.

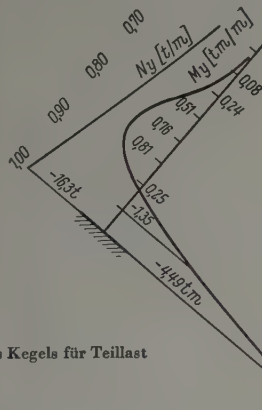
sol, ist von Nollau [1] angegeben worden. Die in diesem vorhandene zusätzliche Veränderlichkeit der Belastung nach γ grundsätzlich nichts Neues. Die Belastung beträgt rd. 10 t/m^2 Spitze und 20 t/m^2 am Kämpfer. Trotzdem ergeben sich verhältnißmäßig geringe Betondicken mit nur schwacher Bewehrung.

Bild 6 sind die Ergebnisse der Rechnung bezüglich der für die wichtigsten Schnittkräfte aufgetragen. Es sind dies die Normalkräfte in Richtung der Erzeugenden, M_y , und zwar sowohl für Vollast als auch für Teillast. Anfangs überrascht der geringe Unter-
spannmomente bei Voll- und Teillast. Es zeigt sich also eine gewisse Unelastizität der Kegelschale gegen Teillast über dem Zylinder. Die Last trägt sich bei



kräfte des Kegels für Vollast

offenbar durch eine Art Gewölbe-
auf das Auflager ab, ohne wesent-
ößere Randstörungen als bei Vollast



kräfte des Kegels für Teillast

ursachen. Wichtig für die Bemessung ist allerdings, daß die
alkraft bei Teillast erheblich zurückgeht.

untere Ringwand hat die Aufgabe, sowohl die oberen senk-
Lasten als auch den Schub des Kegels, die Einspannmomente
egel und Zylinder sowie die Querkkräfte aus dem Zylinder auf-
men. Ferner übernimmt sie die Verteilung der Einzellasten
n Fundamentring. Zur Entwässerung der ringförmigen unteren
ten bei Reinigung ist die Ringwand durchbrochen und der
mit Gefälle zur Silomitte hin versehen. Die Fundamente der
rungseinrichtung kragen zur Vermeidung gegenseitiger Ver-
ungen aus den Silofundamenten aus. Die Anbauten schließen
bewegungsfuge an den Bunker an. Als Abdeckung wurden Bims-
platten gewählt. Der Raum unter dem Kegel ist durch eine
e vom Bandkanal aus zugänglich.

usführung

der Wahl der Schalung für den Silomantel wurde anfangs die
endung einer Gleitschalung erwogen, da das erforderliche Gerät
uden war. Nach Abzug des unteren verstärkten Teiles bleibt
n parallelwandigen Zylinderteil jedoch nur eine Höhe von 8 m
inem Durchmesser von 15 m. Die Verwendung einer Gleit-



Bild 7. Ansicht des Rohsalzsilos

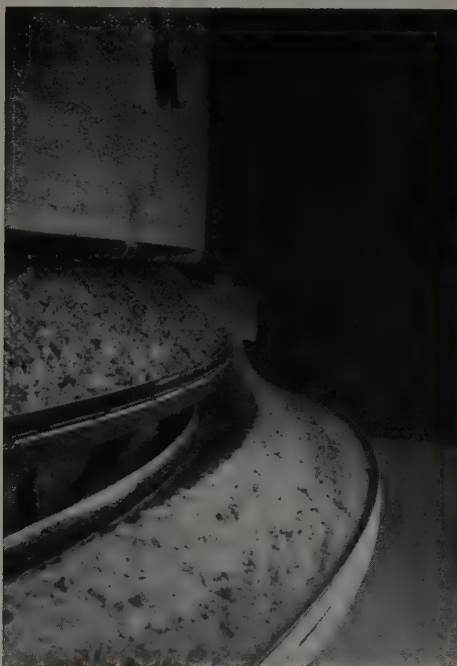


Bild 8. Abstreifertisch mit Pflug und Ringteller

schalung hätte sich daher nicht gelohnt. Der Silo wurde deshalb ab-
schnittsweise mit vorgefertigten Schalplatten eingeschalt, die als
Kletterschalung immer wieder versetzt wurden. Für den Transport
von Beton, Stahl und Schalung war ein Turmdrehkran eingesetzt.
Obwohl die Bauzeit in den Herbst und Winter fiel, wurde der Silo
ohne Verzögerung termingerech erstellt. Bild 7 zeigt das fertig-
gestellte Bauwerk und Bild 8 die Entleerung des Silos im Betrieb.

Das Bauwerk wurde von der Huta Hoch- und Tiefbau A.G., Han-
nover, konstruktiv berechnet und ausgeführt, die Entspeicherungs-
einrichtung von der Firma Orenstein-Koppel und Lübecker Ma-
schinenbau AG., Hamburg.

Die architektonische Gesamtplanung lag in Händen von Professor
Schupp, Essen, die Prüfung der Konstruktionsunterlagen wurde
von Baurat Heyn, Hannover, durchgeführt. Alle Beteiligten fanden
stets eine verständnisvolle Unterstützung durch die Bauabteilung
der Salzdetfurth A.G. unter Leitung von Baudirektor Wahl.

Schrifttum:

[1] Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik, 1944, Heft 1, S. 10 u. f.

Über die Einspannung von Stahlbetonfahrbahnplatten in drillsteife Randträger

Von Bauing. Helmut Lindner, Bremen

DK 624.21.095:624.012.4:624.023.73.12 Brückenfahrbahn: Stahlbeton: eingespannte Platten

1. Allgemeines

Die Einspannung von Fahrbahnplatten in Hauptträger, die auf größere Strecken nicht durch Querträger ausgesteift sind, berechnet man meist nach Säger [1]. Das dort angegebene Verfahren beschränkt sich allerdings auf Fälle, in denen die äußere Belastung in Richtung der Randbalken unverändert bleibt. Die auf diese Art erhaltenen Einspanngrade sind, besonders bei weit gespannten Hauptträgern, im mittleren Bereich oft sehr gering, so daß man leicht geneigt ist, sie ganz zu vernachlässigen. Für die bei Brücken auftretenden konzentrierten Lasten trifft dies jedoch nicht zu, vielmehr wird durch die Biegesteifigkeit der Plattenteile, die der Last benachbart sind, selbst bei Hauptträgern ohne Querträger (Trogbrücken) noch ein beachtlicher Einspannungsgrad auftreten.

Im folgenden soll ein Weg gezeigt werden, die Größenordnung dieser Einspannung abzuschätzen. Das dabei angewandte Verfahren unterscheidet sich von dem in [1] insofern, als hier vom unendlich langen Hauptträger ausgegangen wird und die Einspannverhältnisse am Hauptträgerende durch spätere, stufenweise Verbesserungen, ähnlich wie beim „Cross-Verfahren“, berücksichtigt werden.

Einer einfachen Lösung wegen bleiben verschiedene Einflüsse, die auch von Säger vernachlässigt werden, unberücksichtigt: so die senkrechte Biegeverformung des Hauptträgers, die Wölbkrafttorsion und die Schubkräfte in der Platte. Ferner wird vorausgesetzt, daß der Einfluß der waagerechten Ausbiegung des Trägers unter einem nicht im Torsionszentrum angreifenden Einspannmoment vernachlässigbar klein ist. Das erhaltene Ergebnis kann immerhin als genügend genaue Näherung gewertet werden.

2. Steifigkeit und Abklingungszahl

Eine Platte sei biegesteif mit einem Hauptträger „H“ (Bild 1) verbunden und der Querschnitt in dem nach einer Richtung unendlich ausgedehnten System gleichbleibend. Für die Steifigkeit K soll, ähnlich wie beim „Cross-Verfahren“, von dem Moment ausgegangen werden, das, am freien Ende eines Stabes angreifend, die Winkeldrehung 1 hervorruft. Hierzu wird die Platte gleichlaufend zu ihrer Tragrichtung in gleiche, schmale Streifen von der Breite „ b “ zerlegt; die Plattenschubkräfte werden also vernachlässigt.

Für Biegung der Platte wird dann je nach Lagerung:

Gegenseite starr eingespannt	$K_B = \frac{4 \cdot E \cdot J}{l_x}$
Gegenseite frei drehbar	$K_B = \frac{3 \cdot E \cdot J}{l_x}$
System und Last symmetrisch	$K_B = \frac{2 \cdot E \cdot J}{l_x}$
System symmetrisch, Last antisymmetrisch	$K_B = \frac{6 \cdot E \cdot J}{l_x}$

wobei $J = \frac{b \cdot d^3}{12}$ zu setzen ist.

Für den auf Verdrehen beanspruchten Hauptträger gilt bei Rechteckquerschnitten $J_D = b_0^3 \cdot d_0 \cdot \eta_3$ und

$$K_D = \frac{J_D \cdot G}{b}$$

(J_D kann Handbüchern entnommen werden [2, 3]).

Das Steifigkeitsverhältnis $\frac{K_D}{K_B}$ sei mit α^2 bezeichnet, dann ist

$$\alpha = \sqrt{\frac{K_D}{K_B}} \quad (1)$$

Greift am Hauptträger bei A ein Drillmoment an, so verhält sich dies derart auf die einzelnen Plattenstreifen b , daß in folgenden Streifen stets ein gleichbleibender Bruchteil des M im vorhergehenden auftritt.

$$\frac{m_1}{m_2} = \frac{m_2}{m_3} = \frac{m_3}{m_4} = k.$$

Für Streifen endlicher Breite b ist

$$M_D(A) = \sum_0^{\infty} m_1 \cdot k^{-y}.$$

Für Streifen $b = dy$ wird

$$M_D(A) = \int_0^{\infty} m_1 \cdot k^{-y} \cdot dy.$$

Ferner wurde $m_1 \cdot \frac{1}{\ln k} = m_1 \cdot \alpha$ gefunden.

Hieraus ergibt sich als Abklingungszahl

$$k = e^{1/\alpha}$$

und als Steifigkeit des Gesamtsystems bei A

$$K_s = K_B \cdot \alpha.$$

In den folgenden Entwicklungen ist die Streifenbreite b gesetzt und fällt damit aus den Gleichungen heraus.

3. Endliche Hauptträgerlänge

Ein unendlich langer Hauptträger kommt nicht vor, und die Einspannverhältnisse am Hauptträgerende werden wohl nur zu demjenigen des unendlich ausgedehnten Stabes übereinstimmen. Es bereitet jedoch keine Schwierigkeit, durch eine nachträgliche Korrektur jede Lagerungsbedingung zu erfassen.

Im Abstand y wirkt am unendlichen Träger $M_D(y) = M_D(A) \cdot k^{-y}$ und am Plattenrand $m_x(y) = \frac{M_D(A)}{\alpha} \cdot k^{-y}$. Der Träger sei an dieser Stelle zu Ende.

Die Steifigkeit des Anschlusses (Endquerträger) sei K_E , die des Hauptträgers nach (3) K_s . Das vom Endpunkt aus gewissermaßen zurückkommende Korrekturmoment ist dann im Hauptträger $M_D(y)$ und in der Platte $(-\beta) \cdot m_x(y)$ (Bild 2).

Hierin ist, aus dem Verhältnis der Steifigkeiten, die Verteilungszahl für das Korrekturmoment

$$\beta = \frac{K_E - K_s}{K_E + K_s} \quad (4)$$

Die Hauptträgerausdehnung wird hierbei zunächst wieder unendlich angenommen. Durch mehrfachen gleich läßt sich jede beliebige Genauigkeit erzielen.

Im Endquerträger selbst wirkt

$$M_E = M_D(y) (1 + \beta).$$

4. Gleichförmige Plattenbelastung über ganze Hauptträger

Bei einem unendlich langen Hauptträger und einer ebenmäßig ausgedehnten und belasteten Platte entstehen überall gleiche Winkeldrehungen und damit keinerlei Einspannung am Plattenrand. Wird diese Stetigkeit durch einen Endquerträger unterbrochen, so läßt man an dieser Stelle ein Moment wirken, das im benachbarten Plattenstreifen volle Einspannung erzeugt, und verteilt entsprechend den Steifigkeiten K_s und K_E . Im übrigen verhält man wie unter 3. beschrieben.

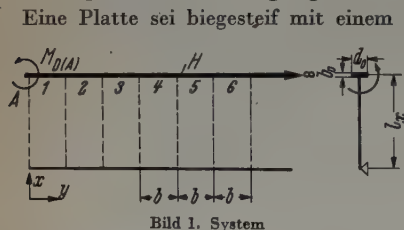


Bild 1. System



Bild 2. Plattenrandmomente

angangsmoment am Endquerträger

$$m_x(E) = m_{x0} \frac{K_E}{K_E + K_s}, \quad (6)$$

ertragungsfaktor

$$\gamma = k^{-1} \gamma. \quad (7)$$

die Berechnung der Momente an beliebiger Stelle ist die
e der vom Endquerträger aus abklingenden Momente m_Y
len. Sie ergibt sich aus der Ausgleichsrechnung (Bild 3) oder
folgt:

$$m_{YA} = \frac{m_{xA} - m_{xB} \cdot \gamma}{1 - \gamma^2} \quad (8)$$

$$m_{YB} = \frac{m_{xB} - m_{xA} \cdot \gamma}{1 - \gamma^2}$$

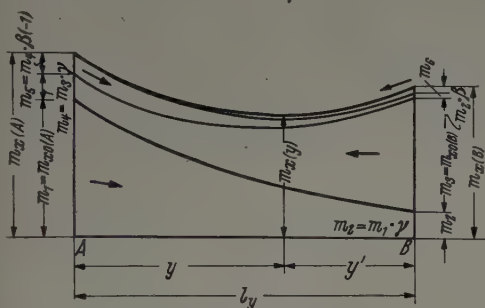


Bild 3. Schema der Ausgleichsrechnung (Plattenrandmomente)

wird im Schnitt y:

$$m_x(y) = m_{YA} \cdot k^{-y} + m_{YB} \cdot k^{-y'}, \quad (9)$$

$$M_D(y) = (m_{YA} \cdot k^{-y} - m_{YB} \cdot k^{-y'}) \cdot \alpha. \quad (10)$$

ymmetrie, d. h. $m_A = m_B$, wird:

$$m_x(y) = m_{xA} \frac{k^{-y} + k^{-y'}}{1 + \gamma}, \quad (11)$$

$$M_D(y) = m_{xA} \frac{k^{-y} - k^{-y'}}{1 + \gamma} \cdot \alpha. \quad (12)$$

Ergebnis ist natürlich das gleiche, wie man es nach Säger

ilbelastung der Platte

ch Bild 4 soll am Hauptträger m_{x0} gleichförmig auf die Strecke
wirken.

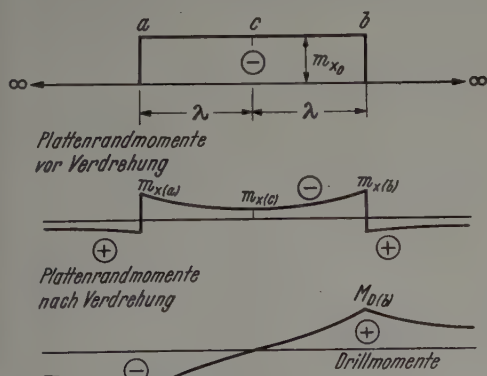


Bild 4. Gleichförmiges Randmoment

akt man sich bei a und b je einen Querträger, der dieselbe
gkeit wie das unendliche System hat, so wird nach (6)

$$m_x(E) = m_{x0} \cdot 0,5 \text{ und nach (4) } \beta = 0.$$

eraus folgt $m_x(c) = m_{x0} \cdot k^{-\lambda}$.

er im Momentenverlauf Bild 4 vorhandene Sprung beruht auf
achlässigung der Querkraft in der Platte. Den wirklichen
hältnissen näher kommt ein angenommener Verlauf nach der
hung (Bild 5)

$$m_{x0}(y) = \frac{m_{x0}(c)}{2} \cdot \left(\cos \frac{\pi \cdot y}{\lambda} + 1 \right).$$

Bestimmung der Plattenrandmomente nach der Verdrehung
man den Koordinatenursprung an die betrachtete Stelle.

$$m_x(y) = m_{x0}(y) - \int_a^b \frac{m_{x0}(y)}{2 \cdot \alpha} \cdot k^{-y} \cdot dy.$$

Setzt man $b = \lambda = 1$, so wird die Lösung für eine beliebige Stelle

$$\xi = \frac{y}{\lambda}: \text{ (Ursprung bei c)}$$

$$m_x(\xi) = \frac{m_{x0}(c)}{2} \cdot \left(1 - \frac{1}{1 + (\alpha \cdot \pi)^2} \right) \cdot \left(\cos \pi \cdot \xi + \frac{\text{Cof } \xi/\alpha}{k} \right). \quad (13)$$

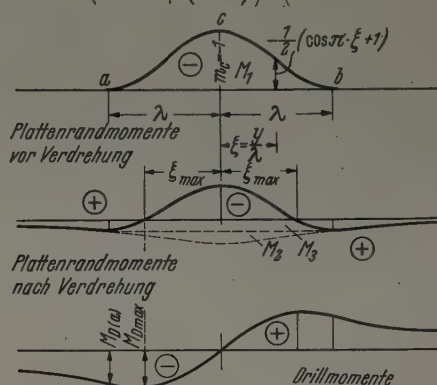


Bild 5. cos-förmiges Randmoment

Entsprechend wird das Drillmoment im Hauptträger

$$M_D(\xi) = \int_c^{\xi} m_x(\xi) \cdot d\xi \text{ und ergibt}$$

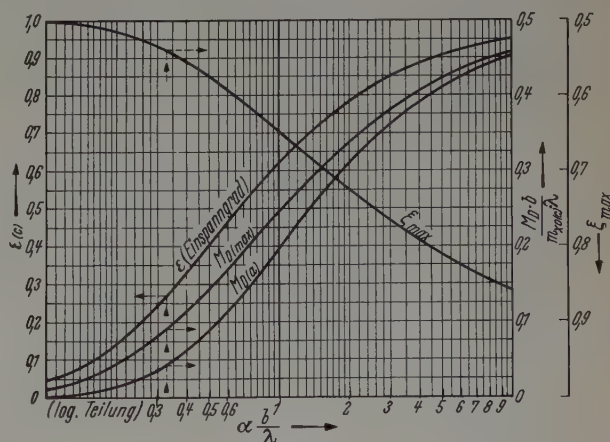
$$M_D(\xi) = \frac{m_{x0}(c)}{2} \cdot \left(1 - \frac{1}{1 + (\alpha \cdot \pi)^2} \right) \cdot \left(\frac{\sin \pi \cdot \xi}{\pi} + \frac{\alpha}{k} \cdot \text{Sin } \frac{\xi}{\alpha} \right) \quad (14)$$

Das größte Drillmoment tritt allerdings nicht bei a auf, sondern dort,
wo $m_x(\xi) = 0$ wird. Die Bedingungsgleichung lautet

$$\frac{\text{Cof } \xi/\alpha}{k} + \cos \pi \cdot \xi = 0.$$

Die Einspanngrade für $\xi = 0$ und die Drillmomente $M_D(a)$ und
 $M_{D\max}$ können für verschiedene Werte $\alpha' = \alpha \cdot \frac{b}{\lambda}$ der Tafel I ent-
nommen werden.

Die tatsächlichen Einspannverhältnisse am Hauptträgerende er-
hält man wiederum nach Abschnitt 3 bzw. 4.



Tafel I

Einspanngrade und Drillmomente für ∞ langen Träger bei cos-förmigem Randmoment

6. Einzellasten

6.1 Einspannmomente

Der Verlauf des Moments an einem eingespannten Längsrand des
unendlichen Plattenstreifens ergibt sich bei Einzellasten nach
Bittner [4] oder Pucher [5], indem man den Bezugspunkt der
Einflußfläche in Höhe der Last rückt und dann einen die Last
treffenden Schnitt in y-Richtung führt.

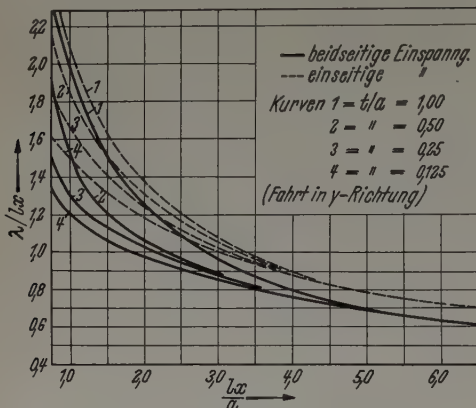
Grundsätzlich ist es möglich, durch Überlagern verschiedener
cos-förmiger Flächen sich dem tatsächlichen Verlauf zu nähern. In
der Praxis wird eine solche Berechnung aber zumindest sehr zeit-

raubend sein; außerdem müssen zunächst ungünstigste Laststellung und Verlauf des Vollenspannmoments gefunden werden.

Zu einer einfachen Lösung führt folgende Überlegung: Führt man gleichlaufend zur y -Achse einen Schnitt durch die Platte und läßt den Einfluß der Querdehnung außer acht, so ergibt die Summe aller längs dieses Schnittes wirkenden m_x denselben Wert, wie er bei einem gleich gelagerten Stab unter gleicher Gesamtlast entsteht.

Damit ist es möglich, das tatsächliche Stützenmoment in ein flächengleiches, cos-förmiges nach Bild 5 zu verwandeln. Der hierdurch begangene Fehler ist nur gering. Selbst bei Annahme einer Verteilung nach Bild 4 ändert sich z. B. der Einspanngrad nur wenig.

Die Ausgangswerte wird man in der Regel den Tafeln von Rüsch [6] entnehmen. Die Größe λ der zugehörigen Ersatzfläche findet man dann in Tafel II. Es sind nur die Schwerlastwagen berücksichtigt. Bei den leichteren Brückenklassen wird sich die Berechnung kaum lohnen, da der auf die Fahrzeugfläche entfallende Gleichlastanteil bereits dem größeren Teil des Fahrzeuggewichts entspricht.



Tafel II. λ -Werte für S.L.W. nach DIN 1072 (Stützenmomente)

Zu den Angaben in [6] über Gleichlast in der Hauptspur muß noch gesagt werden, daß sich aus ihr Schnittkräfte im Bereich des Fahrzeugs ergeben, die kleiner sind, als sie vor oder hinter dem Fahrzeug entstehen. Die Tafel III dient deshalb der Berechnung der Plattenmomente außerhalb des Fahrzeugs. Bei den kleinen Spannweiten wurden hier z. T. andere Laststellungen als in [6] gewählt, so daß die Momente bei Berücksichtigung der Nebenspurbelastung etwas zu groß werden. Eine Bedeutung hat die Tafel III jedoch nur für die Drillmomente, da die gesuchten Platteneinspannmomente durch Lasten vor oder hinter dem Fahrzeug abgemindert werden. Hier ist es richtiger, nur den Raum neben dem Fahrzeug mit Gleichlast zu besetzen.

$\frac{lx}{a}$	beidseitig eingespannt		einseitig eingespannt	
	$-m_{xm1}$	$-m_{xe1}$	$-m_{xm1}$	$-m_{xe1}$
1,0	0,070	0,080	0,051	0,110
1,5	62	78	41	108
2,0	57	75	39	105
2,5	54	72	37	100
3,0	50	62	35	87
4,0	42	49	29	64
5,0	35	41	25	55
6,0	30	32	21	46
Fahrt in y -Richtung				
Factor: $p \cdot lx^3$				

Tafel III. Momente aus Gleichlast in der Hauptspur außerhalb des Fahrzeugs

Ein besonderer Umstand verdient noch Beachtung:

Eine dem eingespannten Rand sehr nahe stehende Punktlast erzeugt dort ein Moment, das dem Wert $m_{xe} = P/\pi$ zustrebt. Dessen Verformungsarbeit ist aber praktisch Null, da es keine Ausdehnung in y -Richtung besitzt. Mit $\lambda \approx 0$ wird aber der Einspanngrad gleich eins, d. h. volle Einspannung erhalten. Fahrbahnplatten sollten deshalb stets so bemessen werden, daß wenigstens das aus einer Radlast bei sehr dichter Randstellung entstehende Vollenspannmoment aufgenommen wird. Dies gilt z. T. auch für Platten

von Verbundbrücken, deren zumeist vorhandene Gehwegkon gewissermaßen als waagrecht liegende Randträger wirken.

6.2 Feldmomente

Die nach Abschnitt 6.1 errechneten Einspanngrade sind für größten Feldmomente nicht ohne weiteres brauchbar.

Man kann das Randmoment in einzelne Teile zerlegen (Bild 6) und zwar in das ursprüngliche negative Moment vor der Verdrehung und in einen positiven Teil, der die Abminderung darstellt. Der Einfluß des ursprünglichen Moments auf die Feldmitte ist bei dem positiven Anteil soll das kurvenförmige Stück M_2 trennt werden, das bei ähnlicher Form auch ähnlichen Einfluß wie M_1 haben wird. Es bleibt das nahezu gleichförmige, sehr ausgedehnte M_3 , welches in fast voller Größe in Feldmitte

Berechnet man auf diese Art die Feldmomente, so kommt zu wesentlich geringeren Einspanngraden, als für die entsprechenden Stützenmomente.

Das gleiche Ergebnis erhält man, wenn das in Feldmitte wirkende Entlastungsmoment mit einem entsprechend vergrößerten λ gesetzt wird.

Für eine Punktlast in Feldmitte ist nach [4] das Entlastungsmoment bei beidseitiger Einspannung $0,0657 \cdot P$, für den $0,125 \cdot P \cdot l_x$. λ wird damit $\frac{0,125}{0,0657} l_x = 1,91 l_x$.

Beim Fahrzeug ist dieser Wert noch um die halbe Entfernung der äußersten Achsen zu vergrößern. Aufgerundet wird mit dem Abstand a

für beidseitige Einspannung

$$\lambda \approx 2 l_x + 0,75 \cdot a,$$

für einseitige Einspannung

$$\lambda \approx 2,3 l_x + 0,75 \cdot a.$$

Während durch Gleichlast vor und hinter dem Fahrzeug eine Abminderung des Einspanngrades eintritt, werden die Feldmomente durch sie vergrößert. Es ist (nur für Gleichlast Hauptspur)

ε_g = Einspanngrad für Gleichlast über ganze Brückenbreite (nach 4.),

ε_p = Einspanngrad für cos-förmige Teilbelastung (nach 5.),

m_{xm} = Feldmoment im Aufpunkt bei frei drehbarer Lagerung (nach [6]),

$\overline{m_{xm}}$ = Feldmoment im Aufpunkt bei voller Randeinspannung (nach [6]),

m_{xm1} = in Feldmitte entlastendes Stützenmoment außerhalb des Fahrzeugs (Tafel III) bei voller Randeinspannung.

Es wird zunächst die ganze Brücke mit Gleichlast besetzt, dann im Bereich des Fahrzeugs eine negative Teillast angebracht. Der Einspanngrad ε_p kann näherungsweise wie für die Radlast ermittelt eingesetzt werden. Es wird dann das Feldmoment

$$m_{xF} = m_{xm} + m_{xm1} \cdot \varepsilon_g - (m_{xm} - \overline{m_{xm}} + m_{xm1}) \cdot \varepsilon_p.$$

7. Beispiel¹⁾

Plattenbalkenbrücke mit 2 Hauptträgern (Bild 6).

Das System ist symmetrisch. Die Belastung ist dies zwar nicht, jedoch liegt das Ergebnis auf der sicheren Seite, wenn man hier mit Symmetrie rechnet.



Bild 6. System

7.1 Verkehrslast: SLW 45 t

Gleichlast Hauptspur 0,5 t/m²

Gleichlast Nebenspur 0,3 t/m²

$$\frac{t}{a} = 0,33; \quad \frac{l_x}{a} = 2,50; \quad \text{Schwingbeiwert } \varphi_{Pl} = 1,37; \quad \varphi_B =$$

¹⁾ Die Zahlenrechnungen wurden mit dem Rechenschieber durchgeführt.

h [6] ergeben sich folgende Plattenmomente:

Lehrbarer Rand	voll eingespannter Rand	
$m_{xm}P = 5,96 \text{ tm/m}$	$m_{xm}P = 3,53 \text{ tm/m}$	$m_{xe}P = -7,10 \text{ tm/m}$
$p = 0,40 \text{ tm/m}$	—	$p = -0,05 \text{ tm/m}$
$p' = 0,29 \text{ tm/m}$	$p' = 0,08 \text{ tm/m}$	$p' = -0,11 \text{ tm/m}$

erhalb des Fahrzeugs (Tafel III)

$$\begin{aligned} &= 0,50 \cdot 5,0^2 \cdot 0,054 \cdot 1,37 = -0,92 \text{ tm/m}, \\ &= 0,50 \cdot 5,0^2 \cdot 0,072 \cdot 1,37 = -1,23 \text{ tm/m}, \\ &= 0,30 \cdot 1,8^2 \cdot 0,5 \text{ (Konsolmoment)} = -0,49 \text{ tm/m}. \end{aligned}$$

äufigkeitsmomente, Steifigkeiten

100 cm; $G/E = 6/14$;

$$\frac{25^3 \cdot 100}{12} = 130100 \text{ cm}^4; K_B = \frac{2 \cdot J}{1} = \frac{2 \cdot 130100}{500} = 521;$$

$$70^3 \cdot 170 \cdot 0,245 = 14300000; K_D = \frac{14300000 \cdot 6}{100 \cdot 14} = 61300;$$

$$21500000; K_E = \frac{21500000 \cdot 2}{500} = 86000;$$

$$\sqrt{\frac{K_D}{K_B}} \text{ (Gl. 1)} = \sqrt{\frac{61300}{521}} = 10,84,$$

$$e^{1/\alpha} \text{ (Gl. 2)} = 1,097,$$

$$K_B \cdot \alpha \text{ (Gl. 3)} = 521 \cdot 10,84 = 5650,$$

$$k^{-1/\gamma} \text{ (Gl. 7)} = 1,097^{-34} = 0,044,$$

$$\frac{K_E - K_s}{K_E + K_s} \text{ (Gl. 4)} = \frac{86000 - 5650}{86000 + 5650} = 0,88.$$

schnittkräfte für Einheitslasten $m_{xo} = 1$

Gleichlast über ganze Brückenlänge

$$m_x(E) = \frac{K_E}{K_E + K_s} = \frac{86000}{86000 + 5600} = 0,94 \text{ nach (6).}$$

Ausgleichsrechnung wird nicht gezeigt, da sie infolge der in Hauptträgerlänge keine Veränderung von $m_x(E)$ ergibt. Die Annahme sind dann:

$$\varepsilon_g(E) = (\text{wie } m_x(E)) = 0,94,$$

$$\varepsilon_g(m) = \frac{2 \cdot 1,097^{-17}}{1 + 0,044} \cdot 0,94 = 0,38 \text{ nach (11)}$$

das Drillmoment am Endquerträger

$$M_D(E) = \frac{1 - 0,044}{1 + 0,044} \cdot 10,84 \cdot 0,94 = 9,33 \text{ nach (12).}$$

Konzentrierte Lasten

stützenmomente in Brückenmitte:

$$= 0,95 \cdot 5,00 = 4,75 \text{ m (Tafel II);}$$

$$= \frac{10,84}{4,75} = 2,28; \varepsilon_\infty = 0,81 \text{ (Tafel I);}$$

$$= 0,327 \cdot 4,75 = 1,55 \text{ (Tafel I);}$$

$$= \frac{-M_D(a)}{\alpha} \cdot k^{-\gamma} = \frac{-1,55}{10,84} \cdot 1,097^{-12,25} = -0,046 \text{ (Bild 7);}$$

$$= 0,81 + 0,041 \cdot 2 \cdot 1,097^{-17} = 0,83. \text{ nach (9)}$$

llmomente in Brückenmitte:

ie Berechnung wird in ähnlicher
n durchgeführt.

$$\varepsilon_P(m) = 0,65.$$

llmomente im mittleren Be-
h der Brücke

$$m_{\max} = 0,352 \cdot 4,75 = 1,67$$

(Tafel I, obere Kurve);

$$= 1,67 + 0,041 \cdot 10,84 \cdot (1,097^{-13,5} - 1,097^{-20,5}) = 1,74 \text{ nach (10).}$$

$M_{D\max}$ entsteht hier an der Stelle $y = 17,0 - 0,74 \cdot 4,75 = 13,5 \text{ m}$.

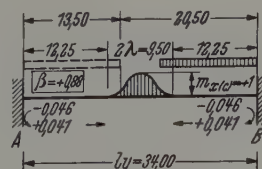


Bild 7. Lastbild mit Ausgleichsrechnung (m_x) für Fahrzeug in Brückenmitte

Plattenbelastung (Bild 7, rechts) ergibt an dieser Stelle $M_D = 1,86$; Konsolbelastung (Bild 7, links) $M_D = 3,22$.

Am Endquerträger entsteht das größte Drillmoment bei einer Laststellung nach Bild 8. Verschiebt man die Last noch weiter zum Auflager, so ist keine Steigerung des Drillmomentes mehr zu erwarten, da dann eine Last in der y -Richtung unmittelbar durch die Platte abgetragen wird.

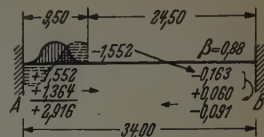


Bild 8. Lastbild mit Ausgleichsrechnung (M_D) für Randstellung des Fahrzeugs

$$M_{D(E)} = M_E = 1,55 \cdot (1 + 0,88) = 2,91 \text{ nach (5).}$$

7.4 Endgültige Schnittkräfte

In Brückenmitte:

$$m_{xm}P = 5,96 - (5,96 - 3,53) \cdot 0,65 = 4,38 \text{ tm/m}$$

$$p = 0,40 - 0,92 \cdot 0,38 - (0,40 - 0,92) \cdot 0,65 = 0,39 \text{ tm/m}$$

$$p' = 0,29 - (0,29 - 0,08) \cdot 0,38 = 0,21 \text{ tm/m}$$

$$4,98 \text{ tm/m}$$

$$m_{xe}P = -7,10 \cdot 0,83 = -5,89 \text{ tm/m}$$

$$p' = -0,11 \cdot 0,83 - 0,49 \cdot (1 - 0,38) = -0,39 \text{ tm/m}$$

$$-6,28 \text{ tm/m}$$

$$M_{D(m)}P = -7,10 \cdot 1,74 \cdot \frac{1,20}{1,37} = -10,82 \text{ tm}$$

$$p = -1,23 \cdot 1,86 \cdot \frac{1,20}{1,37} = -2,00 \text{ tm}$$

$$p' = -0,11 \cdot (1,74 + 1,86) - 0,49 \cdot 3,22 = -1,98 \text{ tm}$$

$$-14,80 \text{ tm}$$

Am Endquerträger

$$M_{D(E)}P = -7,10 \cdot 2,91 \cdot \frac{1,20}{1,37} = -18,10 \text{ tm}$$

$$p = -1,23 \cdot (9,33 - 2,91) \cdot \frac{1,20}{1,37} = -6,92 \text{ tm}$$

$$p' = -0,11 \cdot 9,33 = -1,03 \text{ tm}$$

$$-26,05 \text{ tm}$$

Zum Vergleich sollen noch die Ergebnisse nach [1] angeschrieben werden, die davon ausgehen, daß die Plattenmomente unverändert über die ganze Hauptträgerlänge wirken.

$$m_{xm} = 6,65 - (6,65 - 3,61) \cdot 0,38 = 5,49 \text{ tm/m}$$

$$m_{xe} = -0,49 - (7,26 - 0,49) \cdot 0,38 = -3,06 \text{ tm/m}$$

$$M_{D(m)} = 0 \text{ tm}$$

$$M_{D(E)} = -\left(7,15 \cdot \frac{1,20}{1,37} + 0,11\right) \cdot 9,33 = -59,50 \text{ tm}$$

8. Zusammenfassung

Es wird gezeigt, wie sich die Momente in Fahrbahnplatten ergeben, wenn man die Drillsteifigkeit der Randträger und die konzentrierte Belastung durch Fahrzeuge berücksichtigt, wobei vereinfachende Annahmen getroffen wurden.

Bei den Feldmomenten der Platte ist der Unterschied gegenüber der vielfach angewandten Berechnung nach [1] nicht sehr groß; um so beachtenswerter erscheinen aber die Ergebnisse bei den Stützenmomenten und den Drillmomenten.

Mag man auch über die Zulässigkeit der vorgenommenen Vereinfachungen geteilter Meinung sein, so sollten die gewonnenen Erkenntnisse doch beachtet werden, da der Forderung nach Rissfreiheit gerade im Brückenbau besondere Bedeutung beizumessen ist.

Schrifttum:

- [1] Säger, Über die Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit der Randbalken von Stahlbetondecken. B. u. St. 1950, S. 230.
- [2] Betonkalender, S. 202, Berlin 1955, Wilh. Ernst & Sohn.
- [3] Schleicher, Taschenbuch für Bauingenieure, 2. Aufl., S. 220, Berlin 1955, Julius Springer.
- [4] Bittner, Momententafeln und Einflußflächen für kreuzweise bewehrte Eisenbetondecken, 1. Aufl., Wien 1938, Julius Springer.
- [5] Pucher, Einflußfelder elastischer Platten, 1. Aufl., Wien 1951, Julius Springer.
- [6] Rüscher, Fahrbahnplatten von Straßenbrücken. Berechnungstabellen, 2. Aufl., Berlin 1952, Wilh. Ernst & Sohn.

Bemessung des Stahlbetonrohres für einfache Biegung

Von Dr.-Ing. Eberhard Lusser, Ulm

DK 624.012.41:621.643.253 Bemessung

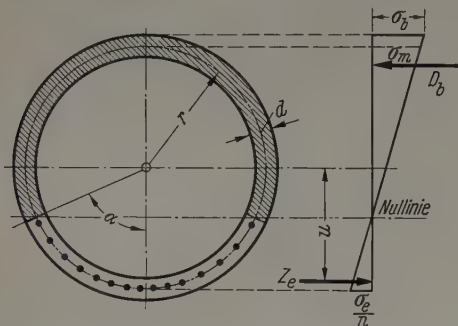
Die übliche Verwendung von Stahlbetonrohren für Leitungen irgendwelcher Art und ihre Bemessung setzen eine gleichmäßige und fortlaufende Lagerung voraus. Die Gewichte und Lasten wirken dabei überwiegend in einer zur Horizontal- oder Vertikalachse oder zu beiden symmetrischen Anordnung.

Sind nun solche Rohre nur an einzelnen Stellen in bestimmten Abständen gelagert, so übernehmen sie neben der Beanspruchung ihrer Ringform durch irgendwelche darauf wirkende Kräfte gleichzeitig noch die Aufgabe des Trägers, der seine Eigenlast und äußere Kräfte und Lasten zu tragen hat.

Nachstehend soll nun die Bemessung des Stahlbetonrohres für den Fall des Auftretens eines Biegemomentes aus solcher Trägerwirkung ermittelt werden.

Gegeben: Halbmesser r des Rohres, z. B. als Ergebnis hydraulischer Forderungen, aus lokalen Gründen oder auch auf Grund einer Bemessung der Ringform durch andere Beanspruchungen als aus der Trägerwirkung.

Das Biegemoment M , an irgendeiner Schnittstelle des Rohres



wirkend, und die der Bemessung zugrunde gelegten Beton- und Stahlspannungen σ_b bzw. σ_s .

Gesucht: Die Rohrdicke d und die Längsbewehrung F_e in der Zugzone.

Die nachstehend entwickelten Gleichungen lehnen sich an die Bemessung der Schornsteine nach Mörsch-Deiningner [1] an.

Im vorliegenden Fall ist eine Axialkraft N nicht vorhanden, und es ist demnach

$$D_b = Z_e.$$

Die Resultierende der Betonpressungen ist nach Mörsch-Deiningner

$$D_b = \frac{2r \cdot d \cdot \sigma_m}{1 + \cos \alpha} [\sin \alpha + (\pi - \alpha) \cos \alpha], \quad (1)$$

und die Resultierende der Spannungen der Stahleinlagen ergibt sich, vorsichtig gerechnet, zu

$$Z_e = n F_e \cdot \frac{1}{2} \frac{\sigma_s}{n} = \frac{F_e \sigma_s}{2}, \quad (2)$$

wenn man der Einfachheit halber das arithmetische Mittel der Spannungen in der Zugzone als durchschnittliche Spannung der Stahleinlagen betrachtet.

Die statischen Momente der beiden Resultierenden in bezug auf den zur Kraftebene rechtwinkligen Durchmesser sind:

aus den Betonpressungen (nach Mörsch-Deiningner)

$$M_b = \frac{r^2 \cdot d \cdot \sigma_m}{1 + \cos \alpha} \left(\pi - \alpha + \frac{\sin 2\alpha}{2} \right)$$

und aus den Stahlspannungen

$$M_s = Z_e \cdot u.$$

Der Hebelarm u ist bei gleichmäßiger Verteilung der Stahleinlagen

$$u = r \cdot \sin \alpha \cdot \frac{1}{\pi \cdot \frac{\alpha^\circ}{180^\circ}}$$

und bei einer im untersten Drittel des Zugzonensektors das Doppelte verstärkten Verteilung der Stahleinlagen

$$u = \frac{r}{4} \left(\sin \alpha \cdot \frac{3}{\pi \cdot \frac{\alpha^\circ}{180^\circ}} + \sin \frac{\alpha}{3} \cdot \frac{3}{\pi \cdot \frac{\alpha^\circ}{180^\circ}} \right) = \frac{r}{\pi \cdot \frac{\alpha^\circ}{135^\circ}} \left(\sin \alpha + \sin \frac{\alpha}{3} \right).$$

Aus den beiden Bedingungen, daß $D_b = Z_e$ und $M_b + M_s$ sein müssen, lassen sich die gesuchten Größen, Bewehrung F_e Rohrdicke d , ermitteln.

Es ergibt sich

$$F_e = \frac{M}{\sigma_s \left[\frac{r \left(\pi - \alpha^\circ + \frac{\sin 2\alpha}{2} \right)}{4 [\sin \alpha + (\pi - \alpha) \cos \alpha]} + \frac{u}{2} \right]}$$

und

$$d = \frac{F_e \cdot \sigma_s (1 + \cos \alpha)}{4 \cdot r \cdot \sigma_m [\sin \alpha + (\pi - \alpha) \cos \alpha]}$$

oder auch

$$d = \frac{\left(M - \frac{F_e \cdot \sigma_s}{2} \cdot u \right) (1 + \cos \alpha)}{r^2 \cdot \sigma_m \left(\pi - \alpha + \frac{\sin 2\alpha}{2} \right)}.$$

Ist d aus anderen Gründen bestimmt, so kann die Bewehrung direkt aus (6) oder (7) ermittelt werden.

Den Winkel α erhält man aus dem Verhältnis

$$\operatorname{tg}^2 \frac{\alpha}{2} = \frac{\sigma_s}{n \cdot \sigma_m},$$

worin $n = 15$ und σ_m , wie aus der Zeichnung ersichtlich, auf den Querschnittsmittelradius bezogener Wert, etwas kleiner als das gegebene σ_b , in die Gleichung einzusetzen ist.

Schrifttum:

[1] Mörsch, Die Bemessung im Eisenbetonbau, 5. Auflage, S. 210, Stuttgart 1950, Wittwer.

Verschiedenes

Zweiter Internationaler Kongreß der Internationalen Vereinigung für Spannbeton in Amsterdam

1. Allgemeines

Vom 29. August bis 3. September 1955 fand in Amsterdam der zweite Kongreß der Internationalen Vereinigung für Spannbeton (FIP) statt, der von Fachleuten aus 37 Ländern besucht wurde und starke Beachtung fand.

Dem Kongreß war eine Ausstellung angeschlossen, die auf 32 den Spannbetonbauwerke in Bildern und Modellen sowie Spannbeton-Verfahren und Zubehörteile verschiedener Firmen zeigte. In der Eröffnungssitzung wurde auch hier dem kürzlich verstorbenen belgischen Pionier des Spannbetons, Professor Gustave Mager, in würdiger Weise gedacht.

Das in dichter Zeitfolge ablaufende Programm sah Arbeitssitzungen

Die Reihe von Exkursionen vor, die nicht nur interessante technische Bauwerke, sondern auch manche Sehenswürdigkeiten des Landes zeigten. Nicht unerwähnt bleiben darf die ausgezeichnete Organisation und die überaus große Gastfreundschaft des veranstaltenden Landes.

Die auf dem Kongreß behandelten Themen waren jeweils Reihen vorgesehen, die über alle eingegangenen Beiträge einen zusammenfassenden Bericht erstatteten, an den sich dann eine allgemeine Aussprache anschloß. Die behandelten Themen und ihre Reihen waren:

- Bedeutung der Zementeinpressung und der Verankerung für das Verhalten der Spannbetonbauteile“, Referent B. K e l o p u u.
 - Erfahrungen und Schwierigkeiten bei der Herstellung und Verwendung von Spannbetonstählen“, Referent A. S. G. B r u g g e l i n g.
 - Schritte in der fabrikmäßigen Herstellung von Spannbeton und beim Zusammenbau von Fertigteilen auf der Baustelle „Vorspannung“, Referent D. H. N e w.
 - Momentenverteilung in statisch unbestimmten Spannbetonstrukturen im nicht-elastischen Bereich“, Referent Y. G u y o n.
 - Einfluß der Plastizität auf die Festigkeit und Standsicherheit von Schalen aus Spannbeton“, Referent Franco L e v i.
 - Vergleichende Betrachtung der Spannbeton-Vorschriften in den verschiedenen Ländern“, Referent A. P a d u a r t.
 - Die wirtschaftlichen Vorteile des Spannbetons in den verschiedenen Ländern“, Referent A. W. H i l l.
- Folgendes sollen die wichtigsten Ergebnisse der behandelten Reihen besprochen werden.

Bedeutung der Zementeinpressung und der Verankerung des Verhaltens der Spannbetonbauteile

Frage der Zementeinpressung

Auspressen der Gleitkanäle beim Spannbeton mit nachträglichen Verbund hat eine doppelte Aufgabe. Einmal soll der Stahl vor Korrosion geschützt, zum anderen soll der Verbund zwischen Stahl und umgebendem Beton hergestellt werden. Es besteht weit darüber, daß dem Auspressen größte Bedeutung zukommt, daß dieser Teil der Baustellenarbeit mit jeder nur möglichen Sorgfalt auszuführen ist. Als erwiesen kann angesehen werden, daß ein sorgfältig ausgepreßte Gleitkanäle keine Korrosion des Stahls auftreten lassen und daß auf diese Weise ein guter Verbund hergestellt wird, der ausreichende Bruchfestigkeit ergibt. Beispielsweise hat Hill durch Versuche an Balken, die durch Spanndrähte aus 12 Runddrähten ϕ 5 mm vorgespannt waren, festgestellt, daß bei geeigneter Oberflächenbeschaffenheit des Hüllrohres bis zu 70% der theoretischen Bruchspannung des Stahls erreicht wird, bei dem Verbund dagegen nur 70%. Bei Spanngliedern aus Runddrähten von 22,2 mm ϕ , die in Hüllrohren von 31,7 mm ϕ eingebettet wurden, wurden 75 bis 80% der theoretischen Bruchlast erreicht.

Die frischen Auspreßmörtel werden als wichtigste Anforderung an gutes Fließvermögen und Fehlen von Wasserabsonderung gemischt gestellt. Der erhärtete Auspreßmörtel soll möglichst ein geringes Schwindmaß und guten Verbund zeigen. Über die geeignete Zusammensetzung des Auspreßmörtels finden sich verschiedene Angaben in der Tafel I zusammengestellt sind. Die Beigabe von Beton-

nicht mit Wasser, da die Gefahr besteht, daß Wasser in tiefliegenden Teilen des Gleitkanals stehenbleibt. Hill hingegen empfiehlt, daß erst Luft und dann Wasser durchgeblasen werden soll.

Über die zweckmäßigste Einbringung des Auspreßmörtels herrschen ebenfalls unterschiedliche Meinungen. Hill berichtet über Geräte, die das Einpressen durch Druckluft vornehmen, Bouvy empfiehlt Membran-Pumpen, die STUVO hingegen warnt vor Membran-Pumpen wegen der Stoßwirkung, die ein Verstopfen der Kanäle verursachen kann.

Auch die Frage, inwieweit Abstandhalter schädlich sind, hat keine eindeutige Antwort gefunden. Bouvy hält Abstandhalter für sehr bedenklich und betont, daß sie, wenn irgend möglich, vermieden werden sollten, während Hill die Meinung vertritt, daß Abstandhalter keine Nachteile mit sich bringen.

Die STUVO berichtet über die Verwendung von Alkohol als Frostschutzmittel. Es werden Angaben gemacht über die Herabsetzung des Gefrierpunktes in Abhängigkeit des Mengenverhältnisses von Alkohol und Wasser. Untersucht wurde die Erstarrungszeit von Mörteln bei verschiedenen Temperaturen. Alkohol verzögert das Erstarren und setzt die Festigkeit herab. Die Frostbeständigkeit wird erhöht.

Sallinen berichtet, daß beim Bau der Flugzeughallen Sentula bei Helsinki Kanäle von 51 m Länge während des Winters ausgepreßt wurden. Die angewandten Verfahren werden beschrieben. Rund um die Balken wurde ein fahrbarer Schutzschirm gebaut und in die Schutzeinrichtung ein warmer Luftstrom eingeleitet.

2.2 Verankerungen

Mit der Frage der Verankerung von Spannstählen befaßte sich ausführlich ein Beitrag der STUVO. Es wird der Unterschied zwischen Keilverankerung und Mutterverankerung herausgestellt. Berichtet wird über Untersuchungen der Spannungsverluste und der Sicherheit bei den Keilverankerungen der Spannbetonverfahren Freyssinet und Magnel-Blaton. Die durchschnittlichen Schlupfverluste für diese Verankerungen betragen bei Freyssinet mit Ankerteilen aus Beton 4 bis 5 mm und bei Magnel bei Verwendung neuer Sandwich-Platten 6 bis 8 mm, bei bereits verwendeten Sandwich-Platten ermäßigt sich dieser Wert auf 3 bis 5 mm. (Die Sandwich-Platten waren holländischen Ursprungs, bei belgischen Platten ergeben sich geringere Schlupfmaße.)

Für die Ausbildung der Verankerung und den Spannvorgang werden die Empfehlungen ausgesprochen, die im wesentlichen mit den auch sonst üblichen Forderungen übereinstimmen.

Über Erfahrungen mit in Großbritannien gebräuchlichen Verankerungen berichtet Hill. Bei Freyssinet-Verankerungen können Fehlschläge durch zu große Reibung zwischen dem Rundkeil und den Spanndrähten infolge von Rost, Zementmilch oder dergleichen auftreten. Die Spannkraftverluste durch Reibung in den Ankerkörpern betragen bis zu 50%. Bei Magnel-Verankerungen beträgt der entsprechende Wert 20%. Die Spannungen unter der Verankerungsplatte werden bei Verankerungen nach Magnel-Blaton und nach Gifford-Udall-CCL zu 250 kg/cm² angegeben. Die Ermittlung der Spannungen in der Verankerungszone erfolgt nach der von Guyon aufgestellten Theorie, die auch mit Versuchen gute Übereinstimmung brachte. Risse oder sonstige sichtbare Schäden sind in der Verankerungszone nirgends beobachtet worden.

Die Lee-McCall-Verankerung trägt 98% der Bruchfestigkeit des Spannstahls. Gefordert wird nach Angaben von Hill, daß die Verankerung wenigstens 90% der Bruchfestigkeit des Spanngliedes unter ruhender Last tragen soll. Er vertritt die Auffassung, daß Verankerungen von Spanngliedern mit Verbund nicht durch dynamische Belastungen beeinflusst werden. Werden Reibungs-Verankerungen allein dynamischen Beanspruchungen von genügender Größe ausgesetzt, so halten sie allerdings nicht stand. Es wird festgestellt, daß im allgemeinen Verankerungen auch bei ungewöhnlichen Temperaturen halten.

Rossetti berichtet über Balken-Versuche mit Verankerungen von Morandi und Balducci, die zufriedenstellende Ergebnisse zeigten.

Ein weiterer Beitrag beschreibt die Verankerung des Spannbeton-Verfahrens Barredo. Gruppen von jeweils 3 Drähten werden mit Hilfe einer durchlöchernten Stahlscheibe und einem konischen oder pyramidenförmigen Keil verankert.

Weiterhin wird über das Spannbetonverfahren Dyckerhoff & Widmann für Stäbe von 26 mm ϕ berichtet, das dem Leser hinreichend bekannt sein dürfte, so daß hier darauf nicht eingegangen zu werden braucht.

3. Erfahrungen und Schwierigkeiten bei der Herstellung und Verwendung von Spannstählen

Bei der Behandlung der Spannstähle standen Fragen des Kriechens, der Relaxation, der Druckfestigkeit und spontaner Drahtbrüche im Vordergrund, ferner wurden Wünsche der Spannstahl-Verbraucher, Herstellungsschwierigkeiten bei Spannstahl und Abnahmeprüfungen erörtert. In seinem Generalbericht faßt A. S. G. Bruggeling Beiträge von Brereton, Levi, Bouvy, Cantá, Xercavins und Millot zusammen. Er kommt zu folgenden Schlußfolgerungen:

Verfahren	Mischung	Wasser-Zement-Wert	Angaben von
Freyssinet	Zement : Sand = 1 : 2	0,55 bis 0,60	Hill
Lee-McCall	Zement	0,45	
Udall-CCL	Zement : Sand = 1 : 1 1/2	0,45	STUVO
Magnel-Blaton	80 RT Zement	0,45 bis 0,65	
	20—26 RT Traß		
	45—65 RT Wasser		
	4 RT Zement	0,48	Bouvy
	1 RT Puzzolan		
	2,4 RT Wasser		
	+ Verflüssiger		

Tafel I. Zusammenstellung von Mischungen für Auspreßmörtel

mitteln, wie Luftporenbildner oder Verflüssiger, werden im allgemeinen für günstig gehalten. Allerdings haben Untersuchungen der STUVO (Studievereniging tot Ontwikkeling van het Voorgespannen Beton) ergeben, daß Zusatzmittel die Festigkeit, aber auch das Schwindmaß erhöhen und in einem Falle wurde sogar festgestellt, daß die Beigabe eines Verflüssigers zu einer Versteifung des Mörtels geführt hat.

Bouvy berichtet, daß der Auspreßmörtel bei Verwendung von Zementpulver erhebliche Wasserabsonderung zeigte, was im Gegensatz zu den in Deutschland teilweise gemachten Erfahrungen steht. Dabei ist aber zu berücksichtigen, daß vielleicht der in Deutschland verwendete Tonerdeschmelzzement andere Eigenschaften aufweist.

Überprüfen der Gleitkanäle beim Auspressen wird nach Angabe der STUVO zweckmäßig durch Druckluft mit 6 at vorgenommen und

Hinsichtlich der Relaxations- und Kriechversuche lassen sich zwei verschiedene Auffassungen feststellen. Die erste Auffassung geht davon aus, daß Relaxations- und Kriechversuche möglichst genau laboratoriumsmäßig durchgeführt werden müssen. Dabei sollen alle Einflüsse erfaßt bzw. störende Einflüsse ausgeschaltet werden. Dementsprechend wurden sehr verschiedene Meßverfahren benutzt und man muß bei vergleichenden Beurteilungen der Ergebnisse sehr vorsichtig sein. Die zweite Auffassung befürwortet Messungen zur Ermittlung des Kriechens und der Relaxation in einer Weise, die praktischen Ausführungen nahe kommt, um so Werte zu erhalten, die unmittelbar für die Praxis brauchbar sind.

Beide Auffassungen haben natürlich ihre Berechtigung, denn einmal geht es darum, grundlegende Erkenntnisse über die technologischen Eigenschaften des Stahls zu erhalten und zum anderen benötigt der Praktiker sofort Werte, mit denen er arbeiten kann. Wenn die Forschungen weit genug gediehen sind, werden sich Zusammenhänge zwischen den verschiedenen Werten aufstellen lassen. Für die Verwendung der Stähle ist es jedenfalls von großer Bedeutung, ihr Kriech- und Relaxationsverhalten zu kennen, um die Gebrauchsspannung einwandfrei festlegen zu können.

Die Dauerfestigkeit des Spannstahls hat bisher keinen Anlaß zu Schwierigkeiten gegeben, da die Schwingweiten im allgemeinen geringfügig sind. Immerhin ist bei der Bestimmung der Dauerbeanspruchung zu berücksichtigen, daß auf der Baustelle wesentlich andere Verhältnisse vorliegen als bei der Prüfung im Laboratorium.

Für das Auftreten spontaner Drahtbrüche werden hier Herstellungsfehler im Spannstahl, vor allem aber Spannungskorrosion verantwortlich gemacht.

Als die wichtigsten Wünsche der Spannstahlverbraucher werden genannt: Der Spannstahl soll frei sein von Oberflächenschichten, die für die Verankerung nachteilig sind; innerhalb einer Lieferung sollen die Eigenschaften unverändert sein; der Stahl soll von der Rolle gerade abrollen; er soll nicht allzu empfindlich gegen Rost sein.

Bezüglich der Schwierigkeiten bei der Herstellung des Spannstahls wird festgestellt, daß sich ein technisch vollwertiger Stahl herstellen läßt, wenn seine Erzeugung sorgfältig und mit guter betrieblicher Überwachung durchgeführt wird.

Abschließend werden nachstehende Schlußfolgerungen ausgesprochen:

1. Es ist erwünscht, auf internationaler Ebene festzulegen, welchen Anforderungen ein guter Spannstahl entsprechen soll. Diese Anforderungen werden in bestimmten Abnahmevorschriften niedergelegt werden müssen.

2. Um einen sinnvollen Austausch der Ergebnisse von Untersuchungen und Abnahmeprüfungen an Spannstahl zu ermöglichen, müssen die Prüfeinrichtungen sowie die Prüfverfahren international festgelegt werden.

3. Bei dem Studium der Spannstahleigenschaften müssen auch die Umstände in Betracht gezogen werden, unter denen dieser Werkstoff in der Praxis verwendet wird und unter denen er sich in den Konstruktionen befindet.

4. Um zu einem guten Erzeugnis zu kommen, ist eine enge Verbindung zwischen Herstellern und Verbrauchern von Spannstahl notwendig. Der Stahlhersteller muß sich seiner Mitverantwortung für die Sicherheit des Bauwerkes oder Bauteils, in dem der Stahl verwendet wird, bewußt sein.

4. Fortschritte in der fabrikmäßigen Herstellung von Spannbetonträgern und beim Zusammenbau von Fertigteilen auf der Baustelle mittels Vorspannung

Über die fabrikmäßige Fertigung von Spannbetonbauteilen und ihren Zusammenbau auf der Baustelle sind Beiträge aus Belgien (Magnel, Robin), Ostdeutschland (Rühle), Finnland (Sandström), Frankreich (Jean-Bloch, Baretts, Leon Tieff), Großbritannien (New), Holland (Pelle und Bruggeling, Bouvy, Herbschleb und Komijn) geliefert worden, woraus ersichtlich ist, daß in diesen Ländern derartige Baumethoden besonders gepflegt werden.

Spannbeton-Fertigteile werden fast ausschließlich mit Vorspannung mit Verbund im Spannbett hergestellt. Dementsprechend befaßt sich auch ein großer Teil der Berichte mit Fragen der Ausbildung und Arbeitsweise des Spannbettes. Als vorgespannte Fertigteile werden Balken mit Spannweiten bis zu 32 m, Dachbinder, Stützen, Pfähle, Maste, Spundbohlen und Teile für Bewässerungskanäle genannt.

Spannbetonbauteile, die monolithisch mit gewöhnlichem Stahlbeton verbunden werden, haben ein großes Anwendungsgebiet gefunden. Hier werden Decken, bei denen Spannbeton-Fertigbalken mit Stahlbeton-Ortplatten zusammenwirken und Brücken aus Spannbeton-Fertigbalken mit dazwischen und darüber eingearbeitetem Ortheton erwähnt. Bei entsprechender Ausbildung der Balkenenden lassen sich hier auch Durchlaufwirkungen erzielen (vgl. Bild 1).

In Holland ist es nicht üblich, das Schwinden des Orthetons bei zusammengesetzten Tragwerken rechnerisch zu berücksichtigen. In England dagegen wird es erfaßt. Mit der Berechnung des Kriechens



Bild 1

und Schwindens bei Bauwerken, in denen Spann- und Stahl zusammenwirken, befaßt sich ein Beitrag von Rühle.

Ein besonders interessantes Bauwerk, das aus Fertigteilen zusammengesetzt worden ist, stellt die Amstelbrücke dar (Bild 2). Ein hervorragendes Beispiel schneller Herstellung und Montage. Fertigteile wurden unter Zeltplanen dampfbehandelt und mit Tons an die Baustelle gebracht.



Bild 2

Bouvy berichtet über ein Verfahren zur Erzeugung der Durchlaufwirkung, bei dem die Enden von vorgefertigten Balken ein Stück über ihre Unterstützung hinaus verlängert werden, so daß der Unterstützung die doppelte Anzahl der im Feld liegenden Balken vorhanden ist. In der Nähe der Unterstützung sind die Balken Querlöchern versehen, durch die die Spannglieder gefädelt und dem Erhärten des schon in den Balken eingebrachten Orthetons spannt werden. Die aus der Vorspannung an den Balkenenden stehende Reibung ist völlig ausreichend, den Schub aus den Momenten aufzunehmen.

Als Beispiel für ein Bauwerk, bei dem vorgespannter Ort- und Fertigteile in Verbindung miteinander verwendet wurden, die kürzlich errichtete Flugzeughalle in Helsinki erwähnt. Die Halle hat die lichten Abmessungen von 150 m Breite, 50 m Länge und bis 10,5 m Höhe. Die Hauptbauteile sind: ein Hohlbogen über den Toren mit 2 Spannweiten von je 79,65 m, 16 Nebenträger mit Stützweite und einer Auskragung von 6,85 m, ein Kragbalken in der Halle parallel zu den Nebenträgern. Das Dach besteht aus vorgespannten Platten und Hilfsbalken aus Stahlbeton. Alle Konstruktionsteile außer den Hilfsbalken sind vorgespannt. Der Hauptträger ist an Ort und Stelle betoniert worden. Die Nebenträger sind dem Boden der Halle aus Fertigteilen zusammengesetzt, vorgefertigt und dann gehoben worden. Die Dachplatten und Hilfsbalken sind fabrikmäßig angefertigt worden.

5. Die Momentenverteilung in statisch unbestimmten Spannbaukonstruktionen im nicht-elastischen Bereich

Der Nachweis der Bruchsicherheit bei vorgespannten, statisch bestimmten Konstruktionen läßt sich nicht in gleicher Weise bei statisch bestimmten Bauteilen durchführen, weil sich je nach dem am höchsten beanspruchten Querschnitt „plastische Gelenke“ ausbilden können, so daß eine Anpassung des Systems an die Lastung möglich wird. Dadurch wird eine Erhöhung der Bruchlast des gesamten Systems erreicht. Es ist also abwegig, den Bruch eines Durchlaufträgers etwa Schnitt für Schnitt nach den für statisch bestimmte Balken aufgestellten Regeln durchzuführen.

Die Frage ist nun, in welchem Ausmaß eine Anpassung tatsäclich erfolgt und wie sie sich ermitteln läßt. Das Problem ist außerordentlich schwierig, da sich die Vorgänge im plastischen Bereich abhängen und der Zusammenhang zwischen Krümmung und Biegemomenten mehr leicht erfaßbar ist.

Als erstes erhebt sich die Frage, ob schon vor dem Auftreten

Risse plastische Erscheinungen vorhanden sind. Guyon sagt in Übereinstimmung mit Versuchen von Magnel, daß plastische Erscheinungen vor dem Auftreten von Rissen nicht ins Gewicht fallen. Anpassungserscheinungen vor dem Auftreten von Rissen beobachtet worden sind, so müssen sie andere Ursachen haben. Beispielsweise ist es denkbar, daß unsichtbare Kleinstrisse vorhanden sind, die eine gewisse Anpassung ermöglichen.

Das Problem der Anpassung im Bruchzustand zu untersuchen, ist in England (Bericht von Moris) und Italien (Bericht von Moris) Versuche an Durchlaufträgern ausgeführt.

Englischen Versuche stimmen mit theoretisch ermittelten Werten überein, mit dem Ergebnis, daß eine Anpassung stattfindet. Italienischen Versuche dagegen bestätigen dies nicht bzw. machen gewisse Einschränkungen notwendig. Daraus wäre zu folgern, daß die Annahme plastischer Gelenke keine genügende Berechnungsgrundlage für die Bruchuntersuchung darstellt. Guyon kommt in seinem Generalbericht zu der Schlußfolgerung, daß weitere Versuche und theoretische Studien durchgeführt werden müssen, um genauere Angaben in für die Praxis brauchbarer Form zu entwickeln.

Schubfestigkeit oberhalb des elastischen Bereichs ist nicht bestimmt worden. Es wäre wünschenswert, daß auch diese Frage bald geklärt worden wird.

Der Einfluß der Plastizität auf die Festigkeit und Standsicherheit von Schalen aus Spannbeton

In neuerer Zeit werden auch Schalen, besonders zylindrische Schalen, vorgespannt. Daraus erwächst die Notwendigkeit, die Standsicherheit und das Stabilitätsverhalten derartiger Konstruktionen zu untersuchen. In seinem Bericht zu diesem Thema stellt er zunächst fest, daß nur wenig Beiträge eingegangen sind, was mit dem etwas allzu anspruchsvollen Titel des Themas zusammenhängen mag.

Franco Levi bespricht zunächst einen Beitrag von Haas über Versuche an einer Shed-Schale und gibt dann einen allgemeinen Überblick über die Bemessungsverfahren von Schalen nach der Elastizitätstheorie, dem Traglastverfahren, über Forschungen auf dem Gebiet der Stabilität und berichtet über verschiedene Versuchsergebnisse.

Hinsichtlich der Elastizitätstheorie kommt er zu der Feststellung, daß Unterschiede in den für die Bemessung praktisch wichtigen Ergebnissen der verschiedenen Berechnungstheorien sehr gering sind, so daß es im allgemeinen ausreicht, die einfachste und besonders verständliche Theorie von Schorrer zu verwenden, oder gar die Schale als Balken nach Lundgren zu berechnen. Immerhin beachtet er, daß die Einführung von Vorspannkraften zusätzliche Unsicherheiten mit sich bringen kann, so daß es angebracht ist, solange ausreichende Untersuchungen fehlen, vorgespannte Schalen nach den Methoden der Schalentheorie zu berechnen. Weiterhin wird nicht vergessen, daß die Elastizitätstheorie nur eine grobe oder weniger grobe Näherung darstellt, wenn man an Schwinden, Rissbildung in der Zugzone, ungleichmäßige Temperaturänderungen und plastische Verformungen des Betons denkt.

Franco Levi diskutiert die Theorien von Lundgren und Baker zur Bemessung von Schalen nach dem Bruchverfahren erläutert hat, und betont, daß dort versucht worden ist, das Problem auf eine viel zu abstrakte Weise zu lösen. Nach den bei Durchlaufträgern gewonnenen Erkenntnissen erscheint es nicht ratsam, bei Schalen weiteres die Annahme zu machen, daß die beanspruchten Querkräfte ohne Übergang vom elastischen in den plastischen Bereich wechseln und in diesem Zustand eine praktisch unbegrenzte Tragfähigkeit bieten können.

Nach der Vorspannung lassen sich Schalen größerer Spannweiten bemessen. Damit rückt dann das Problem des Ausbeulens in den Vordergrund. In seinem Bericht stellt Haas fest, daß in einer dünnen zylindrischen Schale verschiedene Instabilitätsarten auftreten können, von denen die wichtigsten die folgenden sind: Örtliches Beulen unter Druckspannung, Verflachen der Schale (auch bekannt als Brazier-Effekt), Instabilität durch gemeinsame Wirkung von Torsion und Verdrehung der ganzen Schale (besonders bei unsymmetrischen Schalen). Da das Beulen von Betonschalen im allgemeinen im elastischen Bereich erfolgt, ist eine systematische Untersuchung dieser Probleme nicht leicht. Franco Levi gibt dann in seinem Bericht eine Zusammenfassung der Hauptergebnisse der bisher bekannten Stabilitätsuntersuchungen von zylindrischen Schalen. Er erwähnt Arbeiten von Lundgren, Belluzzi, Ernst, Marlette und Berg in Beitrag der American Society of Civil Engineers erwähnt.

Experimentelle Untersuchungen über Betonschalen sind verhältnismäßig wenig durchgeführt worden und die Mehrzahl derartiger Untersuchungen beschränkt sich auf Beobachtungen an Schalen in natürlicher Größe, da es schwierig ist, die ohnehin schon dünnen Schalen in verkleinertem Maßstab herzustellen.

Weiterhin sind experimentelle Forschungen an Modellen durchgeführt worden, entweder um Rechenverfahren zu überprüfen oder

bei verwinkelten Formen, die der Rechnung kaum zugänglich sind, das Tragvermögen zu studieren.

Über Modellversuche an Shed-Schalen berichtet ausführlich Haas. Versuche an Pappmodellen bestätigen die Erfahrungen, daß im Bereich elastischer Verformungen keine Knickgefahr besteht. Um das Verhalten im plastischen Bereich zu untersuchen, wurde ein aus Zementmörtel hergestelltes Modell einer vorgespannten Schale im Maßstab 1 : 10 erstellt. Es ergab sich, daß für das zugehörige Bauwerk eine 3,5-fache Knicksicherheit vorhanden ist.

7. Vergleichende Betrachtung der Spannbetonvorschriften in den verschiedenen Ländern

Sein Referat über vergleichende Betrachtung der Spannbetonvorschriften in den verschiedenen Ländern beginnt Paduart mit der Feststellung, daß ein solcher Vergleich schon jetzt nicht mehr ganz stimmt, weil in einigen Ländern gerade neue Vorschriften erschienen sind. Er vergleicht dann die bisher bekanntgewordenen Vorschriften der Länder Belgien, Deutschland, Frankreich, Großbritannien, Italien, Holland und USA, und zwar hinsichtlich der Güte des Betons, der Güte des Spannstahls, der zulässigen Spannungen, der Sicherheitsbeiwerte und der Berücksichtigung der Verluste an Vorspannkraft infolge Schwindens und Kriechens des Spannstahls. Schließlich werden noch Fragen des Knickens, der Verformung von Trägern, der Verankerung der Spannlieder und des Schutzes der Spannbewehrung erwähnt.

In seinen Schlußbetrachtungen kommt Paduart zu der Feststellung, die Gegenüberstellung der Bestimmungen zeige, daß in vielen Ländern gründliche Vorarbeit geleistet worden ist. Er ist recht betroffen von der großen Verschiedenartigkeit der Bestimmungen in den verschiedenen Ländern. Er erklärt diese Unterschiede damit, daß die Bestimmungen nicht nur das Ergebnis einer wissenschaftlichen Theorie sind, sondern daß sie auf Versuchen, Überlegungen und gewagten Extrapolationen beruhen. Er glaubt nicht, daß es möglich sein wird, die Vorschriften zu vereinheitlichen und eine einzige internationale Bestimmung aufzustellen. Dies wäre auch gar nicht wünschenswert, da in jedem Land andere Voraussetzungen herrschen. Was man aber tun sollte, wäre, die Form der Vorschriften zu vereinheitlichen. So ist beispielsweise nichts dagegen einzuwenden, daß in einem Land ein Sicherheitsbeiwert von 2 und in einem anderen Land von 2,5 verlangt wird, dagegen wäre es aber wünschenswert, in beiden Ländern unter dem „Sicherheitsbeiwert“ das gleiche zu verstehen.

8. Die wirtschaftlichen Vorteile des Spannbetons in den verschiedenen Ländern

Über die wirtschaftlichen Vorteile der Spannbetonbauweise berichtet Hill und kommt zu folgenden Feststellungen, die für englische Verhältnisse gelten:

Der Entwurf muß nicht nur hinsichtlich der Gesteungskosten befriedigend und wirtschaftlich sein, sondern auch die Lebensdauer des Bauwerkes in Betracht ziehen. Unter diesem Gesichtspunkt gehen in die Wirtschaftlichkeits-Betrachtungen ein: Herstellungskosten, die Unterhaltungskosten während der Lebensdauer des Bauwerkes, die Beschaffungsmöglichkeit der Baustoffe, die Schnelligkeit der Ausführung, ästhetische Erwägungen, Sicherheit gegen Risiken, sonstige Vorteile, sparsamer Verbrauch volkswirtschaftlich wertvoller Rohstoffe.

Für den Bau von Brücken kleinerer und mittlerer Spannweiten scheint hinsichtlich der Herstellungskosten mit dem Spannbeton kaum eine andere Bauweise in Wettbewerb treten zu können. Bei Flüssigkeitsbehältern ergibt die Verminderung der Beton- und Stahlmengen und die Ausschaltung von Rissen wirtschaftliche Vorteile.

Auf dem Gebiet der fabrikmäßig im Spannbett hergestellten Fertigteile, wie Pfähle, Lichtmaste, Deckenträger usw., sind die Herstellungskosten mit denen anderer Bauarten wettbewerbsfähig.

Bei Skelett-Bauten sind die Herstellungskosten für Spannbeton im allgemeinen höher als bei einer Ausführung in Stahlbeton oder Stahl. Wenn trotzdem häufig Spannbeton gewählt worden ist, so ist dies gewöhnlich im Hinblick auf die Baustoffbeschaffung oder erforderliche Stahlsparnis geschehen.

Oft ist von Bedeutung, daß bei einem Betontragwerk die Anstrichkosten wegfallen bzw. verringert werden. Sorgfältig ausgeführte Betonbauten haben erfolgreich dem Einfluß von Zeit und Wetter widerstanden. Spannbeton mit seinen geringen Zugspannungen sollte daher noch dauerhafter sein.

Stahlbeton erfordert etwa die Hälfte bis ein Drittel des für vergleichbare Stahlbauten benötigten Stahls. Spannbeton erfordert wiederum im allgemeinen nur ein Drittel der Stahlmenge, die für Stahlbeton gebraucht wird. Der auf diese Weise ersparte Stahl steht damit für andere wichtige Verwendungszwecke zur Verfügung.

Die einfache Herstellungsweise macht Beton-Fertigteile für einfachere Tragwerke besonders wettbewerbsfähig. Hier entspringt die Wirtschaftlichkeit des Spannbetons gegenüber dem Stahlbeton hauptsächlich dem Vorteil der leichten Teile und der Möglichkeit, die Teile auf der Baustelle zusammenspannen zu können.

Die Verminderung der Querschnittsabmessungen von Spannbetonbauteilen im Vergleich zu solchen aus Stahlbeton gestattet, elegantere und gefälligere Formen vorzusehen. Bei Brücken lassen sich mit der gleichen Bauhöhe größere Spannweiten als bei Stahlbeton erstellen. Die Möglichkeit, mit Spannbeton große Räume wirtschaftlich zu überdachen, hat dazu geführt, ihn für weitgespannte Fabrikdächer und dergleichen zu verwenden. Besondere Vorteile erwachsen auch aus der Verwendung des Spannbetons bei weitgespannten Schalendächern.

Bei vielen Bauteilen spielt die Berücksichtigung der Feuerbeständigkeit, der Widerstandsfähigkeit gegen Witterungs- oder chemische Einwirkungen, häufig wiederholte Belastungen usw. eine Rolle. Dank der ausgedehnten Forschungsarbeiten der letzten Jahre weiß man heute über das Verhalten des Spannbetons in diesen Fällen hinreichend Bescheid. Bei richtiger Ausführung ist der Spannbeton auch all diesen besonderen Einflüssen gegenüber außerordentlich widerstandsfähig. Von besonderem Vorteil ist die Rißfreiheit des Spannbetons vor allem bei unter Wasserdruck stehenden Bauwerken. Kostspielige Dichtungen können entfallen.

Abschließend sagt Hill, daß der Spannbeton auf vielen Gebieten in jeder Hinsicht mit anderen Bauarten erfolgreich in Wettbewerb treten kann. Der Spannbeton hat sich bereits einen festen Platz auf Anwendungsgebieten geschaffen, für die er besonders geeignet ist, und sein Anwendungsbereich wird mit jedem Jahr größer. Denen, die allerdings der Meinung sind, daß es allein auf die Gesteinskosten ankomme, empfiehlt er, folgenden Ausspruch von Corbetta zu beherzigen:

„Es ist unklug, zuviel zu bezahlen, aber es ist genau so unklug, zuwenig zu bezahlen. Zahlt man zuviel, so verliert man ein wenig Geld, das ist aber auch alles. Zahlt man aber zuwenig, so verliert man unter Umständen alles, weil das, was man gekauft hat, nicht das leisten kann, wozu man's gekauft hat. Das allgemeine Gesetz des Gleichgewichts zwischen Leistung und Gegenleistung beim Geschäft verhindert, daß man wenig zahlt und viel dafür erhält. Das gibt's nicht! Erteilen Sie Ihren Auftrag dem, der am niedrigsten anbietet, so tun Sie gut daran, noch etwas beseitzulegen für das Risiko, das Sie eingehen. Tun Sie das aber, dann haben Sie auch genug, um sich etwas Besseres zu kaufen.“

9. Schlußbemerkung

Der Kongreß hat eine Reihe von Fragen des Spannbetons behandelt und gezeigt, woran die internationale Forschung arbeitet. Die zum Ausdruck gebrachten Ansichten und Meinungen waren teilweise recht unterschiedlich und es bedarf noch vieler Arbeit, um die auf dem Kongreß erörterten Probleme allgemeingültig beantworten zu können. Selbst die Frage des Auspreßbetons — ein auf den ersten Blick doch recht einfaches Problem — ist noch nicht einmal befriedigend geklärt, während die schwierigeren Fragen, beispielsweise das Traglastverfahren oder die Vorspannung von Schalen, von Lösungen, die für die Praxis brauchbar sind, noch weit entfernt zu sein scheinen. Immerhin hat der Kongreß gezeigt, daß der Spannbeton in der ganzen Welt in zunehmendem Maße zur Anwendung gelangt und einfach nicht mehr wegzudenken ist. Forscher aller Nationen bemühen sich ständig, ihn technisch zu verbessern, wirtschaftlicher zu gestalten und sein Anwendungsgebiet zu erweitern. Es ist außerordentlich zu begrüßen, daß dank der Bemühungen der Internationalen Vereinigung für Spannbeton sich eine Zusammenarbeit auf internationaler Ebene anbahnt.

Zerna

Hallenbau mit Rahmen aus Fertigteilen [1]

Bei dem Bau einer Fabrik in Annan, Dumfriesshire (England), der fast ganz aus Betonfertigteilen errichtet wurde, sind die Rahmen für den Hauptteil des Gebäudes, eine 92 m lange und 26 m breite

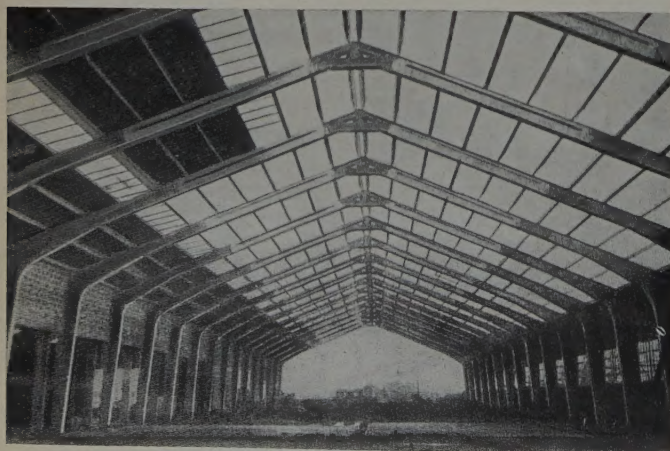


Bild 1. Halle, 92 m lang und 26 m breit, aus Beton-Fertigteilen

Halle, bemerkenswert (Bild 1). Ursprünglich waren für diese die Rahmen in gleicher Ausführung wie für seitlich anschließende Hallen mit 13 m Spannweite vorgesehen. Die Stützen in der der großen Halle wurden jedoch als störend empfunden, so daß sich nach Baubeginn entschloß, die Rahmen auf 26 m Stützweite umzuändern. Zu diesem Zeitpunkt war bereits ein großer Teil der Dachträger hergestellt; man behielt daher den ursprünglichen Bänderabstand von 4,60 m, der für eine größere Stützweite größer gewählt worden wäre, bei.

Die Rahmen der Haupthalle wurden aus vier Einzelteilen zusammengesetzt, und zwar aus je zwei Stützgliedern und zwei Riegelgliedern. Die 4,5 t schweren Stützglieder wurden auf der Baustelle hergestellt, wie Bild 2 zeigt, in Einheiten von je



Bild 2. Herstellung der Stützglieder

Fertigteilen, eins über dem anderen. Die Riegelglieder und Stützglieder wurden in einem Betonwerk angefertigt. Der gewählte Beton aller Fertigteile hatte eine Mischungsverhältnis 1 : 1,5 : 3, mit Kies bis zu 10 mm Größtkorn.

Die Stützglieder wurden mit einem Kran in Aussparung der Fundamente versetzt und mit dem Riegelstumpf auf ein Riegelglied aufgelegt. Sodann folgten die Riegelglieder, die weiter in die Höhe 7 m, unterstützt wurden (Bild 3). Einen Stoß der Fertig-

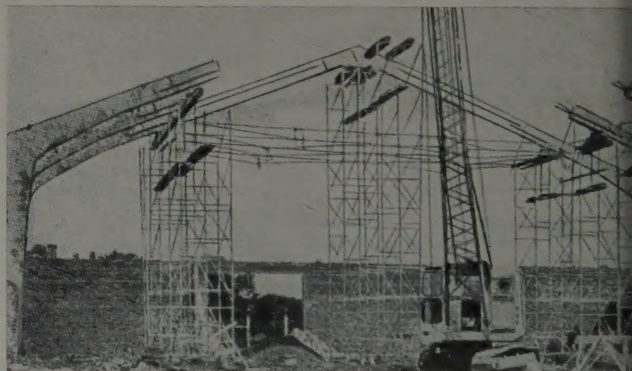


Bild 3. Aufstellung der Rahmen

durch Überdeckung und Verbolzung sah man als unerwünscht an, da dies einerseits eine unangebrachte Genauigkeit in der Herstellung

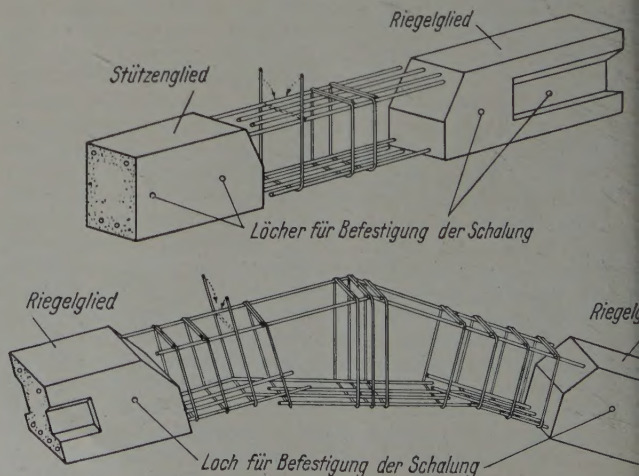


Bild 4. Verbindung der Einzelteile des Rahmens

teile verlangt haben würde und andererseits etwaige Un-
 keiten beim Zusammenschluß der Fertigteile hohe Neben-
 en befürchten ließen.

einzelnen Fertigteile wurden in einfacher Weise nach Bild 4
 engesetzt und die Öffnungen mit Beton geschlossen. Für die
 ung der Schalung waren in den Fertigteilen Löcher vor-
 . Der Beton wurde mit Tonerdeschmelzzement hergestellt,
 e hohe Anfangsfestigkeit zu erzielen und das Gerüst schnell
 erwenden zu können.

Hesse

Concrete Building and Concrete Products 1955, Heft 5, Seite 135.

gung

nhardt: **Spannbeton für die Praxis.** Berlin 1955, Verlag
 Ernst & Sohn.

Seite 184 hat sich in der Kopfzeile beider Tafeln ein nicht
 ntlicher Druckfehler herausgestellt. Bei den k -Werten für
 ung der Spannglieder in geraden Strecken muß es heißen:
 $3/m$ und nicht $k \cdot 10^{-4}/m$.

Bauberatungsstelle des Fachverbandes Zement

Fachverband Zement E. V. hat zusätzlich zu den seit langem
 enden Bauberatungsstellen in Hannover, Ratingen b. Düssel-
 Frankfurt, Stuttgart und München noch eine weitere mit
 eichen Aufgaben in Hamburg 20, Eppendorfer Baum 13,
 r. 48 73 06 eingerichtet. Leiter der neuen Bauberatungsstelle
 r Dipl.-Ing. Hahn.

Persönliches

Unternehmung Polensky & Zöllner — 75 Jahre

24. 9. 1955 beging die Bauunternehmung Polensky & Zöllner
 jähriges Jubiläum. Sie wurde im Jahre 1880 von Gustav
 ky (1846—1908) und August Zöllner (1846—1902) in Driesen/
 rkehrswegebau und betätigte sich damals vorwiegend auf dem
 e des Eisenbahn- und Wasserbaues. Schon im ersten Jahrzehnt
 Bestehens wurde sie mit der Ausführung mehrerer Lose des
 begonnenen Baues des Nord-Ostsee-Kanals betraut. Dies
 r die Entwicklung der Firma auf dem Gebiet großer Arbeiten
 rkehrswegebau in Deutschland richtungweisend und gab den
 Anlaß für den Aufbau eines großen und leistungsfähigen
 parks.

n dem ersten Weltkrieg wandte sich die Firma auch dem
 aktiven Ingenieurbau mehr als bis dahin zu, wovon zahlreiche
 n für die Eisenbahn-, Wasser- und Straßenbauverwaltungen
 für die Schwerindustrie, Talsperren und auch Untergrundbahn-
 in Berlin zeugen.

n Bau der Reichsautobahnen war die Firma sowohl im Erdbau,
 ch an der Herstellung von Betonfahrbahndecken und Brücken-
 in großem Maße beteiligt.

o begann Polensky & Zöllner mit Eisenbahnbauten in Jugo-
 n, Bergbauarbeiten in Rumänien, Hafenbauarbeiten in Frank-
 und Bauten an der Großglockner-Hochgebirgsstraße in den
 eichischen Alpen im Ausland Fuß zu fassen.

Folge des zweiten Weltkrieges verlor die Firma ihren Stammsitz
 esen und zahlreiche östlich der Oder und in Mitteldeutschland
 ne Niederlassungen und Hauptwerkstätten sowie große Teile
 Gerätes. Jedoch waren die schweren Jahre nach dem Kriege
 ein Ansporn. Dank der treuen, aufopfernden und zähren Arbeit
 hrer Mitarbeiter konnte die Firma nicht nur ihren Platz unter
 ihrenden Firmen der Bauwirtschaft behaupten, sondern auch
 tätigkeit im Ausland wieder aufnehmen.

Gerätepark wurde aufgefrischt; auf konstruktivem Gebiete
 ein eigenes Spannbetonverfahren entwickelt.

h dem Ableben des Mitgründers Gustav Polensky wurde die
 unternehmung von seinen drei Söhnen in der Tradition der
 Generation mit großer Tatkraft weiter ausgebaut. Im Jahre
 wurde die auch heute noch als Personalgesellschaft bestehende
 von einer OHG in eine Kommanditgesellschaft umgewandelt,
 ren Spitze Dr.-Ing. E. h. Fritz Polensky mit anderen, meist
 er Firma hervorgegangenen geschäftsführenden Gesellschaftern

Bauunternehmung seien zu diesem Jubiläum die besten
 che dargebracht.

Verlag und Schriftleitung

August Hanebeck 75 Jahre

Am 31. August ist Ingenieur August Hanebeck, Inhaber der
 Baugesellschaft Hanebeck, Dortmund, 75 Jahre alt geworden. Er
 hat noch vor der Jahrhundertwende in Höxter und Berlin das
 Ingenieurbaufach studiert und ist nun schon seit einem halben
 Jahrhundert in dem von seinem Vater vor mehr als 80 Jahren
 gegründeten Unternehmen tätig. Seit 1910 leitet er die Firma zu-
 sammen mit seinen Brüdern. Mit seiner großen Tatkraft und seiner
 dank der langen Erfahrung auf den Gebieten des Tief- und In-
 genieurbaus umfassenden Fachkenntnisse hat Herr August Hanebeck
 wesentlichen Anteil an dem hohen Ansehen, das seine Firma weit
 über ihren Heimatbezirk hinaus genießt. Seine Freunde und Ver-
 ehrer gedenken des Jubilars in Dankbarkeit mit herzlichsten Wünschen.

Schriftleitung

Bücherschau

Zollinger: **Die Holzfaserdämmplatte, ihre Verwendung und Ver-
 arbeitung.** 95 Seiten, 75 Bilder. Stuttgart 1954, Konradin-Verlag.
 Kartonierte DM 5,50.

Mit der zunehmenden Verwendung leichter Baustoffe für Wände
 und Decken im Wohnungsbau ist sowohl der Wärmeschutz als auch
 der Schallschutz zu besonderer Bedeutung gelangt. Darum wird
 man gern das Büchlein von Dipl.-Ing. Zollinger zur Hand nehmen,
 in dem die Verwendung und Verarbeitung der wärmedämmenden
 und schallschluckenden Holzfaserdämmplatten in anschaulicher
 Weise behandelt werden. Der weiterhin beschriebene Einbau der
 Faserplatten ist übersichtlich gegliedert und durch zahlreiche Bilder
 und Skizzen von Platten an Wänden, Decken, Fußböden, Dächern,
 Dehnungsfugen, Klimakanälen usw. erläutert. In den „Technischen
 Tafeln“ ist dargestellt, welche Dämmplattendicke für die verschie-
 denen Einbaustellen notwendig ist. Die Dicken sind nach den Er-
 fordernissen des Wärmeschutzes im Hochbau (DIN 4108) berechnet.
 In den Tabellen für Wohnungstrenndecken sind auch Werte für das
 Gütemaß der Luftschall- und Trittschalldämmung angegeben.

Das Buch von Zollinger wird zweifellos dazu beitragen, auf dem
 Gebiet des Wärme- und Schallschutzes einwandfreie wirtschaftliche
 Lösungen zu ermöglichen.

Kaufmann

Proceedings of a Symposium on Concrete Shell Roof Construction.

Verlag: Cement and Concrete Association, 52 Grosvenor Gardens,
 London SW 1. Umfang 246 S. Preis 30 sh. (rd. 16,— DM).

Das Buch enthält Vorträge und Diskussionsbeiträge einer vom
 2. bis 4. Juli 1952 in London abgehaltenen Tagung über Beton-
 schalen-Dachkonstruktionen. In einem kurzen Vorwort wird zum
 Ausdruck gebracht, daß auf dieser Tagung Architekten, Ingenieure,
 Bauunternehmer und Mathematiker zusammengekommen waren, um
 über Schalenkonstruktionen zu diskutieren. Der Inhalt gliedert sich
 dann wie folgt:

Architektonische Gesichtspunkte: „Kuppeln, Gewölbe und
 die Entwicklung von Schalendächern“ von Leo De Syllas; „Ver-
 schiedene Formen von Schalendächern und ihre Anwendungen“ von
 Edward D. Mills; „Architektonische Probleme von Betonschalen-
 konstruktionen“ von E. Leslie Gale.

Berechnung und Forschung: „Methoden für die Berechnung
 von Betonschalendächern“ von J. J. McNamee; „Das Deformations-
 verfahren und seine Anwendung auf die Schalenberechnung“ von
 A. Goldstein; „Forschung über Betonschalenkonstruktionen“ von
 B. P. Morice; „Theorie neuer Schalenformen“ von Ronald Stewart
 Jenkins; „Die Kombination von Schalen und Vorspannung“ von
 C. V. Blumfield.

Konstruktion und Schalung: „Berechnung und Konstruktion
 vom wirtschaftlichen Gesichtspunkt“ von H. G. Cousins; „Kon-
 struktion des Skelton Grange Kraftwerkes in Leeds und einer Fabrik
 in Kings Lynn“ von H. E. Manning; „Schalung, verwendet bei
 einer Fabrik in Greenford“ von H. F. Rosevear; „Konstruktion sich
 selbst tragender bewehrter Betongewölbe in Antwerpen“ von Carlos
 Wets; „Schlaßbemerkungen und Zusammenfassung“ von W. E. J.
 Budgen.

Diesen einzelnen Hauptaufsätzen sind außerdem zahlreiche
 Diskussionsbeiträge hinzugefügt, ferner ein ausführliches Schrift-
 tumverzeichnis, das die gesamte Literatur über Schalen von 1828
 bis 1954 fast vollständig enthält.

Der erste Abschnitt, der sich, wie aus dem Inhaltsverzeichnis
 hervorgeht, mit architektonischen Gesichtspunkten befaßt, bringt
 einen kurzen Überblick über die historische Entwicklung der Schalen-
 bauweise, gibt einige Erläuterungen über die grundsätzliche Wir-
 kungsweise der Schalen und behandelt verschiedene Ausführungs-
 formen, besonders Zylinderschalen, hinsichtlich ihrer architekto-
 nischen Gestaltung. Weiterhin kommen Fragen über Akustik, Be-
 leuchtung, künstliche Beleuchtung und verschiedene konstruktive

Dinge, wie Ausbildung von Dehnungsfugen, Oberlichtern usw. zur Sprache. Nebenbei erfährt man, daß nach dem letzten Kriege in Großbritannien über 500 Bauwerke mit Schalendächern versehen wurden.

Der zweite Abschnitt enthält für den Schalenstatiker verschiedene sehr wissenswerte Beiträge. Es werden ausführliche Untersuchungen verschiedener Berechnungsverfahren von Kreiszylinderschalen durchgeführt, wobei besonders auf die Zulässigkeit gewisser Näherungsrechnungen eingegangen wird. Aus der Aussprache hierzu geht hervor, daß in praktischen Fällen die Unterschiede der einzelnen Berechnungsverfahren völlig unbedeutend sind. Für die ingenieurmäßige Berechnung von Kreiszylinderschalen werden einige wertvolle Hinweise gegeben, besonders für die Berechnung der bei statisch unbestimmten Konstruktionen auftretenden Randeinflüsse. Weiterhin wird über verschiedene durchgeführte Versuche an Zylinderschalen berichtet. Wenn auch das Hauptgewicht auf den Zylinderschalen liegt, so werden aber doch einige neue Formen behandelt und einige allgemeine Berechnungsverfahren entwickelt, die allerdings vorwiegend für den Mathematiker von Interesse sein dürften. Ausführliche Betrachtungen finden sich über vorgespannte Schalen mit Angaben über mehrere ausgeführte Bauwerke.

Der dritte Abschnitt beginnt mit Betrachtungen zur Wirtschaftlichkeit von Schalenkonstruktionen. Es werden verschiedene Typen von Kreiszylinderschalen miteinander verglichen und relative Kosten angegeben. Weiterhin befaßt sich dieser Abschnitt mit der Besprechung ausgeführter Beispiele, wobei besonders auf Fragen der Rüstung und Schalung eingegangen wird.

Das Buch gibt einen guten Überblick über verschiedenartige Fragen, die bei der Berechnung und Konstruktion von Schalen auftreten, und ist allen daran Interessierten sehr zu empfehlen.

Zerna

Taschenbuch für Bauingenieure. Herausgegeben von F. Schleicher. Zweite völlig neubearbeitete Auflage. In zwei Bänden, 1087 und 1159 Seiten mit 2740 Abbildungen. Berlin/Göttingen/Heidelberg 1955, Springer-Verlag. Ganzleinen 56,— DM.

Schleichers Taschenbuch für Bauingenieure liegt jetzt in einer zweiten, völlig neubearbeiteten Auflage vor. Gegenüber der ersten, 1943 erschienenen und 1949 als berichtigter Neudruck mit gleichem Inhalt herausgegebenen Auflage ist die zweite um sieben neue Kapitel erweitert worden: Technische Hydromechanik, Baukonstruktionen des Hochbaues, Stabilitätsfälle, Ausgewählte Kapitel aus der Theorie des Brückenbaues, Schwingungen in der Bautechnik, Stahlhochbau und Grundlagen der Straßenverkehrsplanung.

Von diesen schließt die „Technische Hydromechanik“ (81 S.) die Abschnitte „Mechanik flüssiger Körper“ und „Wasserbauliches Versuchswesen“ aus der ersten Auflage ein. Der Abschnitt „Baukonstruktionen des Hochbaues“ (26 S.) bringt in gedrängter Fassung dem Bauingenieur wesentliche Hinweise für die Bauteile des Hochbaues, besonders auf die einschlägigen Bestimmungen. Den in der ersten Auflage nur angedeutet behandelten „Stabilitätsfragen“ und „Schwingungen in der Bautechnik“ sind zwei größere Abschnitte (84 und 28 S.) gewidmet. „Ausgewählte Kapitel aus der Theorie des Brückenbaues“ (59 S.) befassen sich mit den Brücken als Raumtragwerken, Spannungsproblemen zweiter Ordnung und der Numerischen Lösung der Seilpolygongleichung. Dem Stahlbau ist ein besonderer Abschnitt „Stahlhochbau“ (30 S.) hinzugefügt worden. Dem Straßenbau geht ein neuer Abschnitt „Grundlagen der Straßenverkehrsplanung“ voraus.

Neben diesen neuen Abschnitten sei die Erweiterung des Abschnittes „Mathematik“ von 84 auf 157 Seiten, wovon 25 Seiten auf neu aufgenommene Zahlentafeln entfallen, besonders erwähnt.

Im Kapitel „Massivbau“ wird mancher Benutzer des Taschenbuches die ihm vertrauten Abschnitte III. „Der durchlaufende Träger mit veränderlichem Trägheitsmoment“ und IV. „Der durchlaufende Rahmen mit veränderlichem Trägheitsmoment“ vermissen, an deren Stelle der Abschnitt „Grundlagen für die Berechnung vorgespannter Stahlbetonteile“ getreten ist. Dazu sind in dem Abschnitt „Die Stahlbetontragwerke des Hochbaues“ die Theorie der Zylinderschalen erweitert behandelt und in dem Abschnitt „Brückenbauten“ bei insgesamt kürzerer Fassung, besonders der Theorie der Bogenbrücken, die Erörterung der vorgespannten Brücken erweitert und auf den neuesten Stand gebracht worden.

Das Kapitel „Massivbau“ spiegelt neben den neu aufgenommenen besonders anschaulich die Entwicklung im Bauingenieurwesen seit der ersten Auflage vor 12 Jahren wider und zeigt, wie dies bei der Neuauflage berücksichtigt worden ist. Die bei der Fülle des Stoffs unvermeidlich gedrängte Behandlung mancher Fragen wird durch

umfassende Hinweise auf das einschlägige Schrifttum ausgeglichen. Die bisherigen Benutzer des Taschenbuches werden wissen, unerschöpflicher Ratgeber auf allen Gebieten dieses Buches ist und die erweiterte und auf den neuesten Stand gebrachte Auflage begrüßen. Aber nicht nur dem schon länger in der Praxis stehenden Ingenieur, der bereits über ein größeres Wissen auf seinem Gebiet verfügt, ist das Buch zur Unterrichtung über neue und liegende Fragen sehr nützlich, sondern auch dem Studentengehenden Ingenieur vermittelt es eine Fülle von Wissenswerten und Anregungen zu seiner Weiterbildung. Es bedarf daher kaum einer besonderen Empfehlung.

Zuschriften an die Schriftleitung

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung)

Wittfoht: Überlegungen zum Spannbeton. B. u. St. 1955, S. 165.

In seinen interessanten Betrachtungen über allgemeine Probleme des Spannbetonbaus hat sich Herr Wittfoht besonders mit dem Verhalten der Spannbetonträger unter dauernd wechselnder Last beschäftigt und die Prüfergebnisse, die im Otto-Graf-Institut in Stuttgart an den kurzen Biegebalken erhalten wurden, beleuchtet. Zu diesen Versuchen, die bis zum Dauerbruch durchgeführt wurden, stellt der Verfasser fest:

„... Die so erreichten Bruchlasten liegen wesentlich unter den Versuch erreichten statischen Bruchlasten, die bis mehr als Doppelte betragen können. Dieses auf den ersten Blick überraschende Ergebnis ist aber gar nicht so schlecht, wenn folgendes berücksichtigt wird. — ...“

Und weiter: „Versuche mit kurzen Biegebalken unter Dauerlast an der MPA Stuttgart haben gezeigt, daß nacheinander Verbund, auch der Haft-Scherverbund, gelöst werden kann.“

Da Herrn W. offensichtlich die Ergebnisse der Prüfungen nach dem Verfahren Kani hergestellten Trägern nicht bekannt waren, soll hiermit die erforderliche Ergänzung gegeben werden.

Die betreffenden Träger unterscheiden sich von den Versuchsträgern, die nach anderen Verfahren hergestellt und ebenfalls an der MPA Stuttgart geprüft wurden, nur darin, daß hier der Verbund durch Auspreßmörtel mit vorgespanntem Beton (B 3) hergestellt wurde¹⁾. Im Endzustand befinden sich dann die Spannbalken in direktem Verbund mit dem sie umhüllenden vorgespannten Beton. Die unter Dauerprüfung erhaltenen Ergebnisse sind folgende:

Nach einer Million Lastwechsel, jeweils bis zur rechnerischen Gebrauchslast belastet, konnten keine Risse festgestellt werden. Die ersten Risse entstanden unter 1,5-facher Gebrauchslast nach ca. 1000 Lastwechsel. Nach stufenweiser Steigerung der Prüflast wurde die Bruchlast unter 3-facher Gebrauchslast nach insgesamt 4,5 Millionen Lastwechsel erreicht, wobei als Bruchursache die Risse im Spannglied festgestellt werden konnten und nicht das Versagen des Verbundes. Die an einem gleichartigen Träger unter statischer Belastung erreichte Bruchlast entspricht der 4-fachen Gebrauchslast. Daraus kann wohl geschlossen werden, daß durch die Verbesserung des Verbundes vor allem auch für die Dauerschwellbelastung die Sicherheitsbeiwerte noch wesentlich gesteigert werden können und somit zumindest die in der DIN 4227, zunächst statische Belastungen vorgesehenen Sicherheitsbeiwerte auch für Dauerschwellbelastungen (Eisenbahnbrücken!) ohne weiteres erreicht werden können. Da bei einer Verbesserung des Verbundes vor allem die Tragfähigkeit unter Dauerschwellbelastung gesteigert wird, kann sich dadurch auch eine Annäherung der Sicherheitsbeiwerte für verschiedene Belastungsarten ergeben.

Erwiderung

Mir waren die nach dem Verfahren Kani erzielten Ergebnisse des Dauerversuchs bekannt, jedoch war es meine Absicht, in erster Linie auf die allgemein üblichen Verfahren hinzuweisen, bei denen die Spannglieder in Gleitkanälen verlaufen und bei denen der Verbund durch nachträgliches Auspressen hergestellt werden muß. Ich bedauere, wenn das nicht klar aus meinen Worten hervorgegangen ist. In gewisser Weise gelten natürlich auch einige andere Hinweise in meinen Betrachtungen über die Reibung für solche Spannglieder, die in Kanälen laufen und nicht für das besondere Verfahren Kani. Trotzdem danke ich Herrn Dr. Kani für seine interessante Zuschrift, die ich als eine wertvolle Ergänzung der aufgezeichneten Gedankengänge ansehe.

Wittfoht

¹⁾ Die Beschreibung des Verfahrens s. Kani, Spannbeton, S. 107 und S. 556.